



**TUGAS AKHIR - RC 091380**

**PERENCANAAN *ABUTMENT* DAN BADAN  
JALAN KERETA API STA 180+500 DOUBLE  
TRACK MADIUN-PARON**

**HAFIDH BAEQUNIE  
NRP 3113 105 018**

**Dosen Pembimbing  
Ir. Suwarno, M.Eng  
Putu Tantri Kumala Sari, ST., MT.**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2015**



**FINAL PROJECT - RC 091380**

# **DESIGN OF ABUTMENT AND RAILWAY AT STA 180+500 IN DOUBLE TRACK MADIUN-PARON**

**HAFIDH BAEQUNIE  
NRP 3113 105 018**

**SUPERVISOR  
Ir. Suwarno, M.Eng  
Putu Tantri Kumala Sari, ST., MT.**

**DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING  
Faculty of Civil Engineering and Planning  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya 2015**

**PERENCANAAN *ABUTMENT* DAN BADAN JALAN  
KERETA API STA 180+500 DOUBLE TRACK  
MADIUN-PARON**

**TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada  
Bidang Studi Geoteknik  
Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :  
**HAFIDH BAEQUNIE**  
Nrp. 3113 105 018

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

Pembimbing I :

1. Suwarno, Ir., M.Eng

Pembimbing II :

2. Putu Tantri Kumala Sari, ST., MT



**SURABAYA  
JUNI, 2015**

**PERENCANAAN *ABUTMENT* DAN BADAN JALAN  
KERETA API STA 180+500 DOUBLE TRACK  
MADIUN-PARON**

**Nama Mahasiswa** : Hafidh Baequnie  
**NRP** : 3113105018  
**Jurusan** : Teknik Sipil FTSP - ITS  
**Dosen Pembimbing** : Ir. Suwarno, M.Eng  
Putu Tantri K. Sari, ST., MT.

**Abstrak**

*Pada proyek penambahan jalur baru trek kereta api rute Madiun – Paron pada STA 180+500 terdapat sungai, sehingga diperlukan perencanaan jembatan. Pada sisi barat dan timur jembatan merupakan daerah persawahan yang mempunyai elevasi lebih rendah daripada elevasi jembatan yang akan direncanakan. Untuk itu perlu konstruksi timbunan agar memiliki elevasi yang sama. Tanah dasar di bawah timbunan jembatan ini adalah jenis tanah lempung lembek. Melihat kondisi tanah seperti itu maka dapat diketahui bahwa tanah dasarnya mempunyai daya dukung rendah, pemampatan yang besar, dan koefisien permeabilitas yang kecil. Sedangkan konstruksi timbunan itu sendiri juga beresiko mengalami kelongsoran karena beban timbunan yang melampaui kemampuan tanah dasar dalam memikul beban. Untuk menghindari terjadinya kelongsoran, maka perlu dilakukan pemasangan perkuatan. Sedangkan untuk mempercepat proses konsolidasi perlu dipasang PVD.*

*Pada tugas akhir ini akan direncanakan 2 alternatif system perbaikan tanah untuk perencanaan timbunan. Alternatif pertama yaitu preloading yang dikombinasikan dengan Prefabricated Vertical Drain (PVD) dan geotextile. Alternative kedua yaitu preloading*

*yang dikombinasikan dengan Prefabricated Vertical Drain (PVD) dan micropile. Kedua abutment yang direncanakan memiliki ketinggian 6 m. pondasi yang digunakan dalam perencanaan ini adalah pondasi tiang pancang.*

*Dari hasil perhitungan, didapatkan bahwa PVD yang digunakan adalah PVD jenis “CeTeau-Drain CT-D822” dengan spesifikasi lebar : 100 mm dan ketebalan : 4 mm. Pola pemasangan yang dipilih adalah pola segitiga dengan jarak 1,4 meter untuk sisi barat dan 1,3 meter untuk sisi timur. Untuk perkuatan dengan geotextile, digunakan geotextile type Stabilenka 300/45. Pada sisi barat dibutuhkan sebanyak 10 lembar, dan sisi timur dibutuhkan sebanyak 10 lembar, setiap lapis dipasang 1 lembar geotextile dengan jarak Sv 0.5 meter. Sedangkan pada konstruksi micropile digunakan micropile dimensi 20x20, diperlukan 10 buah per meter dengan panjang 8.5 meter untuk sisi barat dan 13 buah per meter dengan panjang 4 meter untuk sisi timur. Dari hasil perhitungan didapatkan dimensi abutment selebar 13 meter dengan dimensi pile cap (1 x 5 x 13)m yang ditopang pondasi tiang pancang diameter 0.6 m sebanyak 18 buah dengan kedalaman 26 meter untuk sisi barat dan 15 buah dengan kedalaman 16 meter untuk sisi timur.*

***Kata kunci: Timbunan, Geotextile, Micropile, Prefabricated Vertical Drain (PVD), Penurunan, Preloading, Abutment, Pondasi.***

## **DESIGN OF ABUTMENT AND RAILWAY AT STA 180+500 IN DOUBLE TRACK MADIUN-PARON**

**Student Name** : Hafidh Baequnie  
**Register Number** : 3113105018  
**Department** : Civil Engineering FTSP-ITS  
**Supervisor** : Ir. Suwarno, M. Eng.  
Putu Tantri K. Sari, ST., MT.

### ***Abstract***

*In the project of double tracks Madiun – Paron at STA 180+500 there is a river, so that it needed a new bridge located on the west side and east side. In area surrounding that bridge, there are rice fields that has lower elevation than elevation on the new bridge. So that, we need an embankment in order to make same elevation. Soil conditions at opit is soft clay. Soil like that has essentially low bearing capacity, high settlement and lower coefficient of permeability. While the construction of embankment itself is also at risk of sliding under the weight of which exceed the bearing capacity of soil. To avoid sliding , it is needed to assemble reinforcement. Meanwhile, to accelerate the process of consolidation needs to be assembled PVD .*

*In this final project, it will be planned two alternative systems for designing soil improvement. The first alternative was preloading embankment combined with Prefabricated Vertical Drain (PVD) and the geotextile. The second alternative was preloading embankment combined with PVD and micropile. Both of design had 6 m in height of abutment.*

*From the calculation , it was found that the type of PVD which used type " CeTeau - Drain CT - D822 " with the specification width : 100 mm and thickness : 4*

mm . The selected mounting pattern was a triangular pattern with distance about 1.4 meters for west side and 1.3 meters on east side . For reinforced, it used geotextile type Stabilenka 300/45 . in the west side, it was needed 10 sheets of geotextile and the east side was needed 10 sheets of geotextile . Each sheet layer of geotextile had distance (Sy) about 0.5 meters. While the construction of micropile used micropile with dimensions 20x20 , required about 10 pieces per meter with length about 8.5 meters in west side and 13 pieces per meter with length 4 meters in east side . From the calculation results, it obtained abutment width dimension about 13 meters with pile cap dimensions ( 1 x 5 x 13 ) m which sustained pile foundation with diameter 0.6 m about 18 pieces with depth was 26 meters in west side and 15 pieces with depth was 16 meters in east side

**Keywords : Embankment, Geotextile, Micropile, Prefabricated Vertical Drain (PVD), Settlement, Preloading, Abutment, Foundation.**

## KATA PENGANTAR

Alhamdulillah, segala puji bagi Allah S.W.T, atas petunjuk dan kemudahan-Nya, Penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul **Perencanaan Abutment Dan Badan Jalan Kereta Api STA 180+500 Double Track Madiun-Paron**. maka dari itu ucapan terima kasih saya sampaikan kepada:

1. Ir.Suwarno, M.Eng dan Putu Tantri Kumala Sari, ST., MT. selaku dosen pembimbing yang telah banyak memberikan bimbingan dan arahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
2. Ir. Djoko Irawan, Ms., selaku dosen wali.
3. Budi Suswanto, ST., MT, Ph.D selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS.
4. Seluruh dosen pengajar dan staff Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS, terima kasih atas ilmu yang telah diberikan.
5. Kedua Orangtua saya Bapak Fuad Syakir & Ibu Siti Sarah serta kedua kakak dan kedua adik saya yang selalu mendukung dan mendoakan saya.
6. Teman – teman mahasiswa/i Jurusan Teknik Sipil FTSP Lintas Jalur ITS yang bersedia memberi masukan dan dukungan.

Penulis Menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Penulis mengharapkan kritik dan saran yang membangun demi kesempurnaan Tugas Akhir ini. Akhir kata semoga Tugas Akhir ini bermanfaat.

Surabaya, Januari 2015

Hafidh Baequnie



***“Halaman ini sengaja dikosongkan”***

## DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	
LEMBAR PENGESAHAN	
ABSTRAK .....	vii
KATA PENGANTAR .....	xi
DAFTAR ISI .....	xiii
DAFTAR GAMBAR .....	xvii
DAFTAR TABEL .....	xxi
<b>BAB I PENDAHULUAN .....</b>	<b>1</b>
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	4
1.3 Batasan Masalah .....	4
1.4 Tujuan .....	5
1.5 Manfaat Penyusunan Tugas Akhir.....	5
1.6 Lokasi Perencanaan .....	6
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....</b>	<b>7</b>
2.1 Analisa Tanah Timbunan.....	7
2.1.1 Besar Pemampatan Tanah.....	7
2.1.2 Lama Waktu Konsolidasi.....	11
2.2 Penentuan Tinggi Timbunan Awal ( $H_{\text{INITIAL}}$ ) .....	11
2.3 Analisa Stabilitas Timbunan dengan Software XSTABL.....	12
2.4 Sistem Perkuatan Tanah .....	12
2.4.1 Preloading dengan Tanah Timbunan .....	12
2.4.2 Metode Percepatan Pemampatan dengan PVD ( <i>Prevabricated Vertical Drain</i> ).....	14
2.5 Perkuatan Tanah dengan Geotextile .....	19
2.5.1 <i>Internal Stability</i> .....	20
2.5.2 <i>Foundation Stability</i> .....	21
2.5.3 <i>Overall Stability</i> .....	22
2.5.4 Kebutuhan Geotextile .....	23
2.6 Peningkatan Perkuatan Tanah dengan Cerucuk....	24
2.6.1 Perhitungan Faktor Kekakuan Relatif (T) .....	25
2.6.2 Perhitungan Kekuatan untuk 1 Cerucuk ..	26

2.6.3	Penentuan Jumlah Cerucuk .....	27
2.7	Desain Konstruksi <i>Abutment</i> .....	27
2.7.1	Pembebanan .....	27
2.7.2	Stabilitas <i>Abutment</i> .....	31
2.8	Desain Pondasi Tiang Pancang .....	33
2.8.1	Daya Dukung Tiang dalam Kelompok .....	34
2.8.2	Perencanaan Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan Data SPT .....	34
2.8.3	Ketahanan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Lateral .....	36
2.8.4	Penurunan Konsolidasi Kelompok Tiang .....	42
<b>BAB III METODOLOGI .....</b>		<b>45</b>
3.1	Bagan Alir .....	45
3.2	Studi Literatur .....	47
3.3	Pengumpulan dan Analisa Data Lapangan .....	47
3.4	Perencanaan Geoteknik .....	47
3.5	Perencanaan Perbaikan dan Perkuatan Tanah .....	48
3.6	Perencanaan <i>Abutment</i> .....	48
3.7	Perencanaan Pondasi Tiang Pancang .....	48
3.8	Kesimpulan .....	49
<b>BAB IV DATA DAN ANALISA .....</b>		<b>51</b>
4.1	Data Lalu Lintas .....	51
4.2	Data Tanah Dasar .....	53
4.3	Data Tanah Timbunan .....	57
4.4	Data PVD .....	57
4.5	Data Micropile .....	57
4.6	Data Spesifikasi Bahan Geotextile .....	58
4.7	Data Tiang Pancang .....	58
<b>BAB V PERENCANAAN OPRIT DENGAN TIMBUNAN BERTAHAP .....</b>		<b>59</b>
5.1	Perhitungan Tinggi Timbunan Awal .....	59
5.1.1	Perhitungan Beban .....	59
5.1.2	Penentuan Tinggi Awal ( $H_{\text{INITIAL}}$ ) .....	59
5.1.3	Stabilitas Timbunan dengan Program XSTABL .....	65

5.1.4	Perhitungan Waktu Konsolidasi .....	66
5.2	Perencanaan Preloading dengan Kombinasi <i>Prefabricated Vertical Drain</i> (PVD) .....	68
5.2.1	Perencanaan <i>Prefabricated Vertical Drain</i> (PVD) .....	68
5.2.2	Kenaikan Daya Dukung Tanah .....	78
5.3	Perencanaan Beban .....	85
5.4	Perencanaan Geotextile .....	87
5.5	Perencanaan Cerucuk Micropile .....	96
5.6	Pemilihan Alternatif Perbaikan Tanah .....	103
5.7	Analisa Biaya Alternatif Perbaikan Tanah .....	104
<b>BAB VI PERENCANAAN ABUTMENT .....</b>		<b>107</b>
6.1	Perencanaan <i>Abutment</i> .....	107
6.1.1	Menghitung Pembebanan Jembatan .....	107
6.1.2	Menghitung Pembebanan Akibat <i>Abutment</i> .....	109
6.2	Kombinasi Pembebanan dan Gaya .....	120
6.3	Perencanaan Tiang Pancang .....	123
6.4	Penurunan Konsolidasi Kelompok Tiang .....	133
6.5	Perhitungan Penulangan <i>Abutment</i> .....	135
<b>BAB VII PENUTUP .....</b>		<b>141</b>
7.1	Kesimpulan .....	141
7.2	Saran .....	143
<b>DAFTAR PUSTAKA .....</b>		<b>145</b>
<b>LAMPIRAN</b>		
<b>BIODATA PENULIS</b>		

***“Halaman ini sengaja dikosongkan”***

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Harga FS menurut kegunaan .....	23
Tabel 2.2	Skema Pembebanan RM 1921 .....	28
Tabel 4.1	Lebar Jalan Rel 1067 mm .....	51
Tabel 4.2	Lebar Jalan Rel 1435 mm .....	52
Tabel 4.3	Data Tanah Dasar Sisi Barat .....	54
Tabel 4.4	Data Tanah Dasar Sisi Timur .....	54
Tabel 4.5	Data Borlog Sisi Barat.....	55
Tabel 4.6	Data Borlog Sisi Timur .....	56
Tabel 5.1	Pemampatan Konsolidasi Akibat Beban Timbunan .....	62
Tabel 5.2	Hasil Perhitungan $H_{FINAL}$ Sisi Barat ...	63
Tabel 5.3	Besar $H_{INITIAL}$ pada masing-masing lokasi .....	65
Tabel 5.4	Angka Keamanan untuk Sisi Barat dan Sisi Timur .....	66
Tabel 5.5	Perhitungan $C_v$ Gabungan.....	67
Tabel 5.6	Rencana Pemasangan PVD dengan pola Segiempat dengan berbagai variasi jarak .....	70
Tabel 5.7	Derajat konsolidasi gabungan untuk ukuran PVD $a=10$ cm; $b=0.4$ cm dengan pola Segiempat, kedalaman PVD 20 m .....	72
Tabel 5.8	Rencana Pemasangan PVD dengan pola Segitiga dengan berbagai variasi jarak	74
Tabel 5.9	Derajat konsolidasi gabungan untuk ukuran PVD $a=10$ cm; $b=0.4$ cm dengan pola Segitiga, kedalaman PVD 20 m ..	76
Tabel 5.10	Tahapan Penimbunan pada Minggu ke-7 .....	79
Tabel 5.11	Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan pada Derajat Konsolidasi $U = 100\%$ ..	81

Tabel 5.12	Tabel Penambahan Tegangan Efektif Lapisan pertama apabila Derajat Konsolidasi $< 100\%$ .....	82
Tabel 5.13	Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah pada Derajat Konsolidasi, $U < 100\%$ .....	83
Tabel 5.14	Perubahan Nilai $C_u$ pada Minggu Ketujuh.....	84
Tabel 5.15	Hasil perhitungan Momen Penahan oleh Geotextile dan Panjang Geotextile di Belakang Bidang Longsor.....	92
Tabel 5.16	Tabel Perhitungan Panjang Geotextile didepan bidang longsor.....	94
Tabel 5.17	Tabel perhitungan panjang total geotextile.....	95
Tabel 5.18	Tabel Perhitungan RAB Pemasangan Geotextile.....	104
Tabel 5.18	Tabel Perhitungan RAB Pemasangan Micropile.....	105
Tabel 6.1	Hasil perhitungan Jarak $S_v$ Pemasangan Geotextile.....	113
Tabel 6.2	Hasil perhitungan Panjang Geotextile Tertanam.....	114
Tabel 6.3	Output Beban Gaya Gempa Memanjang & Melintang.....	119
Tabel 6.4	Kombinasi Pembebanan .....	120
Tabel 6.5	Pembebanan Kombinasi 1 ( <i>Overstress</i> 100 %)......	120
Tabel 6.6	Pembebanan Kombinasi 2 ( <i>Overstress</i> 125 %)......	121
Tabel 6.7	Pembebanan Kombinasi 3 ( <i>Overstress</i> 125 %)......	121
Tabel 6.8	Pembebanan Kombinasi 4 ( <i>Overstress</i> 140 %)......	122

Tabel 6.9	Pembebanan Kombinasi 5 x ( <i>Overstress</i> 150 %).....	122
Tabel 6.10	Pembebanan Kombinasi 5 y ( <i>Overstress</i> 150 %).....	123
Tabel 6.11	Rekap Hasil Pembebanan.....	123
Tabel 6.12	Perhitungan Daya Dukung Ijin (Aksial – Tekan) Tiang Pancang Berdasarkan Harga SPT .....	126
Tabel 6.13	Data Tanah Lokasi Sisi Barat.....	133
Tabel 6.14	Nilai Mu Dinding <i>abutment</i> .....	136
Tabel 6.15	Nilai Mu kepala <i>abutment</i> .....	136



***“Halaman ini sengaja dikosongkan”***

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Layout Lokasi Perencanaan.....	6
Gambar 2.1	Grafik untuk Menentukan Faktor Pengaruh pada Beban Trapesium (NAVFAC DM-7,1970).....	9
Gambar 2.2	Grafik untuk Menentukan Faktor Pengaruh pada Beban Segiempat (NAVFAC DM-7,1970).....	10
Gambar 2.3	Pemberian <i>Preloading</i> secara Bertahap .....	13
Gambar 2.4	Pemberian <i>Preloading</i> secara <i>Counter Weight</i> .....	14
Gambar 2.5	Pola Susunan Bujur Sangkar, $D = 1.13 S$ .....	15
Gambar 2.6	Pola Susunan Segitiga, $D = 1.05 S$ .....	15
Gambar 2.7	<i>Equivalent</i> Diameter ( $D_w$ ) untuk PVD	16
Gambar 2.8	Gaya-gaya pada <i>Internal Stability</i> .....	20
Gambar 2.9	Gaya-gaya pada <i>Foundation Stability</i> .	21
Gambar 2.10	Gaya Tarik Geotextile pada <i>Overall Stability</i> .....	22
Gambar 2.11	Asumsi Gaya yang diterima Cerucuk (NAVFAC DM-7 1971).....	24
Gambar 2.12	Harga $f$ berdasarkan NAVFAC DM-7 1971 .....	25
Gambar 2.13	Harga FM .....	26
Gambar 2.14	Beban Lateral Kereta.....	30
Gambar 2.15	Kontrol Terhadap Guling .....	32
Gambar 2.16	Tiang dengan poer fleksibel .....	38
Gambar 2.17	Tiang dengan poer kaku menempel di atas permukaan tanah .....	38
Gambar 2.18	Tiang dengan poer kaku terletak pada suatu ketinggian.....	38

Gambar 2.19	Koefisien-koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral pada kondisi I .....	39
Gambar 2.20	Koefisien-koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral pada kondisi II .....	40
Gambar 2.21	Koefisien-koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral pada kondisi III .....	41
Gambar 2.22	Penurunan konsolidasi tiang kelompok .....	43
Gambar 3.1	Diagram Alir Tugas Akhir .....	46
Gambar 4.1	Penampang Rencana Konstruksi Rel ...	53
Gambar 5.1	Grafik Hubungan $H_{FINAL}$ dengan $H_{INISIAL}$ .....	64
Gambar 5.2	Grafik Hubungan $H_{FINAL}$ dengan <i>Settlement</i> .....	64
Gambar 5.3	Grafik Hubungan antara Derajat Konsolidasi dan Waktu PVD Pola Segiempat .....	73
Gambar 5.4	Grafik Hubungan antara Derajat Konsolidasi dan Waktu PVD Pola Segitiga .....	77
Gambar 5.5	Grafik Hubungan antara Derajat Konsolidasi dan Waktu PVD Pola Segiempat dan Pola Segitiga .....	78
Gambar 5.6	Sketsa perubahan tegangan akibat beban bertahap untuk satu lapisan .....	80
Gambar 5.7	Penampang Rel Kereta Api .....	85
Gambar 5.8	Sketsa Bidang Longsor (Penentuan Lapis Geotextile) .....	88
Gambar 5.9	Sketsa Bidang Longsor (Penentuan Panjang $L_D$ ) .....	93
Gambar 5.10	Sketsa Pemasangan Geotextile .....	95
Gambar 5.11	Sketsa Hasil Perhitungan Stabilitas .....	96

Gambar 5.12	Dimensi Micropile.....	98
Gambar 5.13	Distribusi gaya yang terjadi di Micropile .....	99
Gambar 5.14	Sketsa Pemasangan Micropile.....	102
Gambar 5.15	Tampak Atas Sketsa Pemasangan Micropile .....	102
Gambar 6.1	Tampak 3D Jembatan Double Track ..	107
Gambar 6.2	Gambar <i>Abutment</i> Rencana .....	110
Gambar 6.3	Kondisi Tanah di Belakang <i>Abutment</i> ..	111
Gambar 6.4	Sketsa Penempatan Geotextile .....	114
Gambar 6.5	Tekanan Tanah yang Terjadi .....	115
Gambar 6.6	Gambar Akhir desain <i>Vertical Wall</i> ..	118
Gambar 6.7	Grafik Daya Dukung Ijin untuk Tiang Pancang Tunggal Diameter 60 cm ....	127
Gambar 6.8	Rencana Denah Pemancangan Pondasi Diameter 60 cm .....	128
Gambar 6.9	Penyebaran Beban Pondasi Grup .....	134
Gambar 6.10	(a) Dimensi dinding <i>abutment</i> (b) Dimensi kepala <i>abutment</i> .....	135

***“Halaman ini sengaja dikosongkan”***

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Kota Madiun adalah sebuah kota di Provinsi Jawa Timur, Indonesia. Kota ini terletak 160 km sebelah Barat Kota Surabaya. Di Kota ini terdapat pusat industri kereta api (INKA). Kota Madiun menjadi perlintasan transportasi darat utama antar Provinsi di Pulau Jawa, diantaranya dilewati jalur antara Surabaya – Madiun – Solo – Jakarta dan Surabaya – Madiun – Solo – Bandung. Kota Madiun juga merupakan kota transit yang cukup strategis karena topografi tanahnya yang datar menjadi pilihan jalur yang mudah dilalui oleh alat transportasi bus maupun kereta api serta mendukung daerah hinterland yang mempunyai potensi budaya dan pariwisata yang cukup terkenal, Sehingga kota ini adalah kunci Penghubung Utama Antara Jawa Timur dengan Jawa Barat. Seiring dengan pesatnya perkembangan perekonomian dan penduduk Pulau Jawa, maka kota ini memerlukan adanya tambahan jaringan transportasi.

Salah satu upaya dari pengembangan jaringan transportasi ini adalah pembangunan Jembatan Kereta Api STA 180+500 Double Track Paron, Madiun. Jembatan ini dibangun melintasi jurang yang memiliki ketinggian  $\pm 8$  m dan panjang jembatan 46.5 m, sehingga dibutuhkan *Abutment* untuk menopang struktur Jembatan ini. *Abutment* merupakan struktur bawah jembatan yang

terletak pada pangkal jembatan dan berfungsi sebagai pondasi dangkal. Apabila daya dukung tanah yang terdapat dibawah *abutment* tidak memenuhi maka daya dukungnya harus ditambah dengan pondasi dalam. Selain itu, hal lain yang perlu diperhatikan adalah kontur di sekitar jembatan yang tidak rata sehingga dibutuhkan urugan agar elevasi tanah dasar dapat sesuai dengan elevasi pelat lantai jembatan yang direncanakan.

Pembangunan Bahu Jalan dan Jembatan tersebut akan dilaksanakan pada tanah dasar lunak. Tanah dasar rencana umumnya berupa tanah lempung yang sangat lunak terutama pada lapisan tanah yang berada di permukaan.

Selain permasalahan yang diakibatkan kondisi tanah dasarnya, perlu diperhatikan perencanaan pondasi *abutment* dari jembatan tersebut. Jenis pondasi jembatan yang cocok digunakan untuk jembatan pada kondisi tanah dasar lunak adalah pondasi tiang pancang.

Adapun hal-hal yang perlu mendapat perhatian pada tahap perencanaan jembatan yang dibangun diatas tanah lunak adalah :

1. Kemungkinan terjadinya kelongsoran (*sliding*) di tepi timbunan oprit jembatan. Hal ini disebabkan karena tanah dasar yang daya dukungnya relatif sangat rendah sehingga tanah dasar tidak mampu menahan beban timbunan dan beban kereta api rencana.
2. Kemungkinan adanya penurunan (*settlement*) yang besar akibat proses konsolidasi. Beban timbunan dan beban lalu lintas rencana akan memberi tekanan yang sangat besar pada lapisan

tanah dasar dan menyebabkan tanah dasar tersebut termampatkan. Peristiwa ini disebut dengan proses konsolidasi dan proses ini memakan waktu yang sangat lama, sampai dengan puluhan tahun. Konsolidasi pada oprit jembatan menyebabkan bahaya patahnya plat injak (*approach slab*) pada perletakan jembatan. Kerusakan ini terjadi karena *abutment* jembatan umumnya direncanakan dengan pondasi tiang pancang, sehingga tidak mengalami penurunan, sedangkan timbunan oprit jembatan mengalami penurunan karena konsolidasi pada tanah dasar.

Dari penjelasan diatas dapat diketahui bahwa hal-hal yang harus diselesaikan dalam perencanaan oprit dan *abutment* jembatan kereta api ini adalah :

- Karena kondisi tanah dasar lunak, maka harus dibuat timbunan oprit yang lebih tinggi dari muka air banjir sehingga tidak terjadi genangan pada musim hujan
- Perlunya perbaikan tanah dasar dan perkuatan stabilitas timbunan oprit jembatan terhadap terjadinya kelongsoran, karena tanah dasar relatif lunak
- Perlunya direncanakan suatu metode untuk mempercepat proses konsolidasi pada lapisan tanah dasar, sehingga penurunan (*settlement*) jangka panjang yang terjadi setelah pembangunan jembatan pada masa pemakaiannya tidak merupakan masalah lagi, karena proses konsolidasi telah terjadi pada jangka pendek.



Sebagai pemecahan dari permasalahan yang ada, maka didalam Tugas Akhir ini akan dibahas bagaimana perencanaan konstruksi *abutment* beserta timbunan badan jalan kereta api pada Jembatan Kereta Api tersebut. Perencanaan ini harus dibuat sedemikian rupa sehingga timbunan badan jalan yang direncanakan harus mampu menerima beban rencana sehingga tidak terjadi kelongsoran dan perbedaan penurunan pada badan jalan kereta api yang menyebabkan kerusakan di atasnya. Selain itu *abutment* yang direncanakan mampu menahan beban Jembatan, kestabilan konstruksi harus ditinjau terhadap pengaruh gaya-gaya eksternal yang dapat menyebabkan keruntuhan guling, keruntuhan geser, dan keruntuhan daya dukung tanah, maupun terhadap gaya-gaya internal yang dapat menyebabkan pecahnya konstruksi.

## **1.2 Rumusan Masalah**

Secara umum berdasarkan latar belakang yang telah dibahas sebelumnya, maka terdapat beberapa masalah yang akan diselesaikan pada Tugas Akhir antara lain:

1. Berapa besar tinggi timbunan awal ( $H_{\text{INITIAL}}$ ), tinggi timbunan akhir ( $H_{\text{FINAL}}$ ), serta pemampatan tanah yang terjadi akibat konstruksi beban kereta api tersebut.
2. Berapa lama waktu konsolidasi pada tanah tersebut.
3. Berapa jarak dan pola pemasangan PVD yang digunakan.

4. Kecepatan penimbunan rencana dan analisa peningkatan daya dukung tanah
5. Alternatif perkuatan tanah yang digunakan untuk mencegah terjadinya kelongsoran pada timbunan
6. Perhitungan pondasi pada *abutment*
7. Perhitungan penulangan *abutment*.

### **1.3 Batasan Masalah**

Pada tugas akhir ini, permasalahan dibatasi pada pokok-pokok pembahasan sebagai berikut:

1. Beban-beban *superstructure* jembatan diambil dari “PERSYARATAN TEKNIS JALUR KERETA API”
2. Tidak membahas metode pelaksanaan
3. Tidak membahas rencana anggaran biaya

### **1.4 Tujuan**

Adapun tujuan yang ingin dicapai dari tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Dapat merencanakan dan menentukan ketebalan dari timbunan serta merencanakan stabilitas timbunan badan jalan kereta api yang efisien.
2. Dapat merencanakan struktur *abutment* beserta penulangannya sehingga *abutment* tersebut bisa menopang Jembatan Kereta Api.
3. Dapat merencanakan pondasi pada *abutment*.

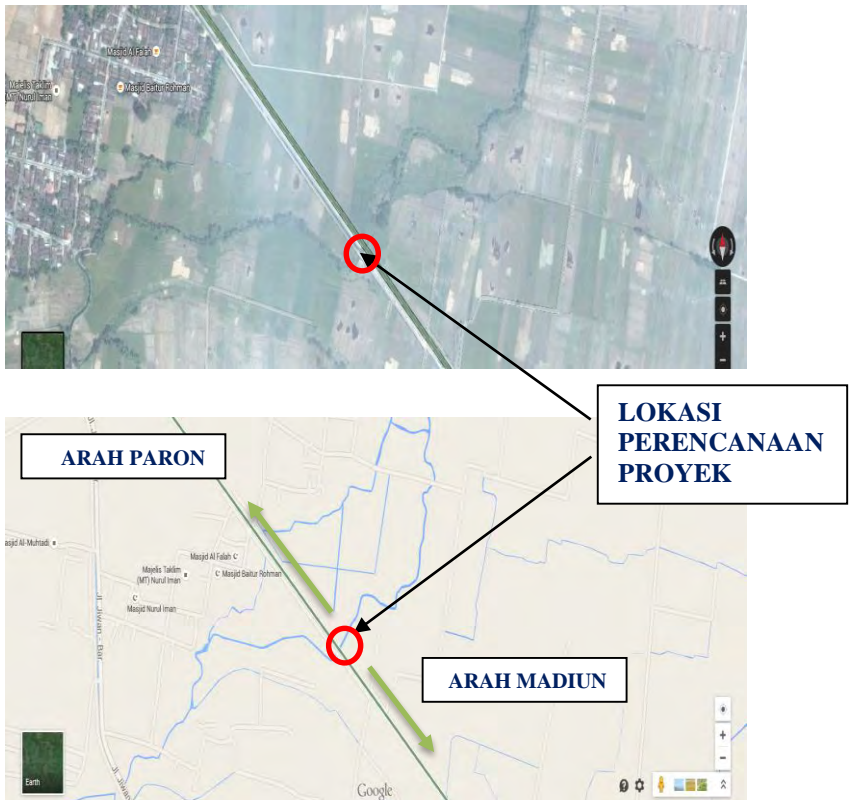
### **1.5 Manfaat Penyusunan Tugas Akhir**

Manfaat yang didapat dari perencanaan *abutment* dan timbunan ini adalah dapat menjadi alternatif dan

berguna sebagai referensi dalam pembangunan jembatan lainnya yang memiliki tipikal sama.

### 1.6 Lokasi Perencanaan

Dalam tugas akhir ini lokasi perencanaan bahu jalan kereta api dan *abutment* berada di STA 180+500 antara Madiun dan Paron.



**Gambar 1.1** Layout Lokasi Perencanaan

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Analisa Tanah Timbunan**

##### **2.1.1 Besar Pemampatan Tanah**

Penurunan tanah pada umumnya disebabkan oleh pembebanan, dapat dibagi dalam dua kelompok besar yaitu:

1. Penurunan segera (*immediate settlement*) yaitu penurunan yang diakibatkan oleh perubahan bentuk elastis tanah tanpa perubahan kadar air. Penurunan segera umumnya didasarkan pada penurunan yang diturunkan dari teori elastisitas. (Das, Braja M. 1991).
2. Penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*) yaitu penurunan yang diakibatkan oleh perubahan volume tanah jenuh air akibat dari keluarnya air yang menempati pori-pori tanah.

Adapun teori Terzaghi (1925) untuk perhitungan pemampatan pada tanah lempung adalah:

1. Untuk tanah terkonsolidasi normal (NC Soil)

$$S_{ci} = \left[ \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \right] \times H_i \quad (2.1)$$

2. Untuk tanah terkonsolidasi lebih (OC Soil)

Jika  $p'_o + \Delta p < p'_c$  maka :

$$S_{ci} = \left[ \frac{C_s}{1 + e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \right] \times H_i \quad (2.2)$$

Jika  $p'_o + \Delta p > p'_c$  maka :

$$S_{ci} = \left[ \frac{C_s}{1 + e_o} \log \frac{p'_c}{p'_o} + \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_c} \right] \times H_i \quad (2.3)$$

Di mana:

$Sc_i$  : pemampatan konsolidasi pada lapisan tanah ke-i yang ditinjau.

$H_i$  : tebal lapisan tanah ke-i

$e_o$  : angka pori awal dari lapisan tanah ke-i

$C_c$  : indeks kompresi dari lapisan ke-i

$C_s$  : indeks mengembang dari lapisan ke-i

$P_o'$  : Tegangan Overburden efektif

$P_c'$  : Tegangan prakonsolidasi efektif

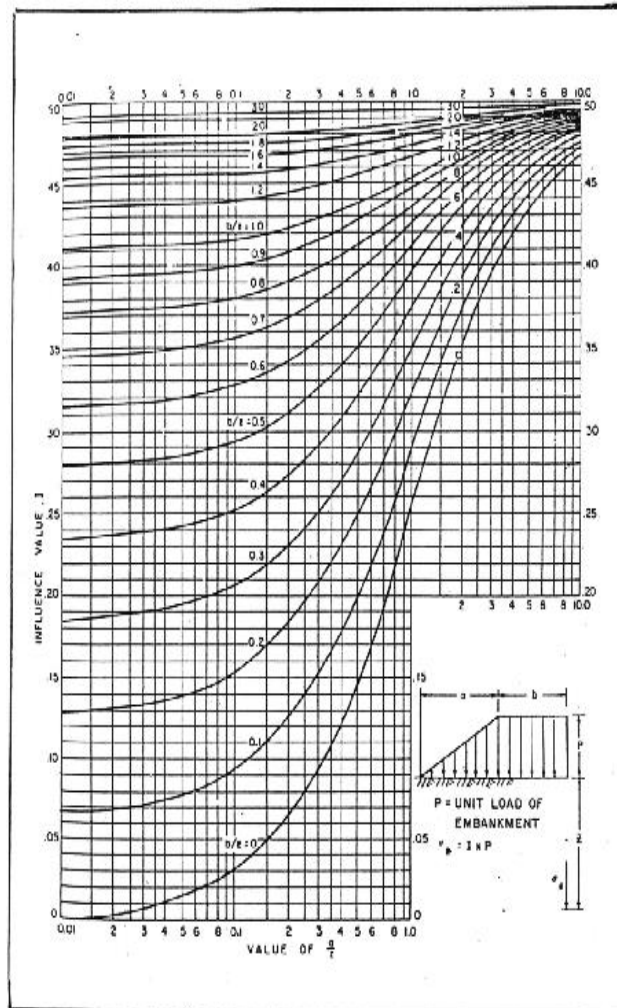
$\Delta p$  : penambahan beban vertikal pada lapisan yang ditinjau akibat beban timbunan dihitung dengan persamaan:

$$\Delta p : I \times q \quad (2.4)$$

Di mana:

$q$  : tegangan *vertical effective* di permukaan tanah akibat embankment jalan.

$I$  : Faktor pengaruh yang diperoleh yang dari grafik pada **Gambar 2.1** dan **Gambar 2.2** (NAVFAC DM – 7, 1970).



Influence Value for Vertical Stress Under Embankment Load of Infinite Length

**Gambar 2.1** Grafik untuk Menentukan Faktor Pengaruh pada Beban Trapesium (NAVFAC DM - 7, 1970)

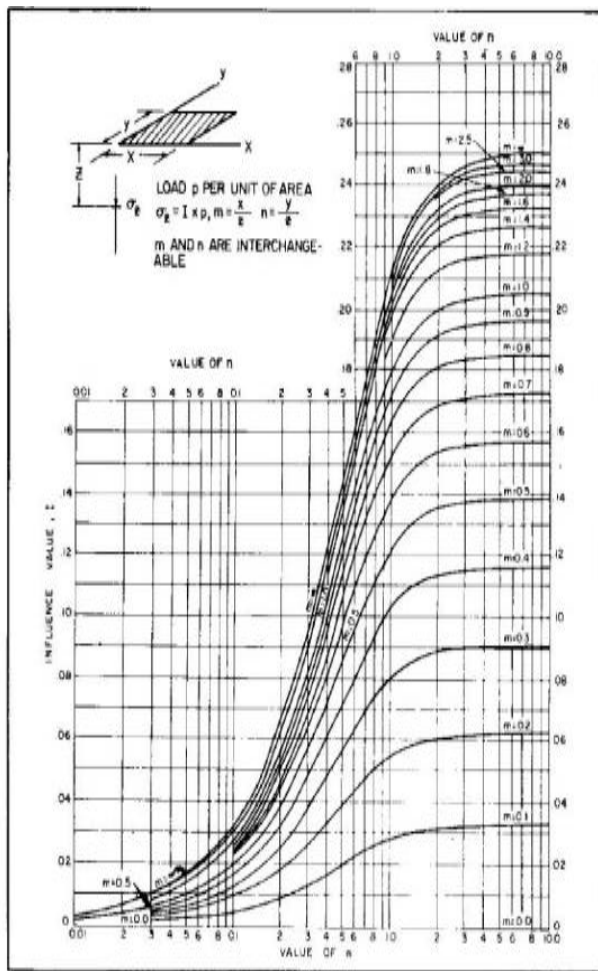


FIGURE 4  
Influence Value for Vertical Stress Beneath a Corner of a  
Uniformly Loaded Rectangular Area (Boussinesq Case)

**Gambar 2.2** Grafik untuk Menentukan Faktor Pengaruh pada Beban Segiempat (NAVFAC DM – 7, 1970)

### 2.1.2 Lama Waktu Konsolidasi

Menurut Terzaghi dalam Das (1985), lama waktu konsolidasi ( $t$ ) dapat dihitung dengan persamaan:

$$t = \frac{T_v (H_{dr})^2}{C_v} \quad (2.5)$$

Di mana:

$T_v$  = faktor waktu, tergantung dari derajat konsolidasi  $U$

$H_{dr}$  = tebal lapisan yang memampat ( panjang aliran yang harus ditembuh air pori)

$C_v$  = koefisien konsolidasi untuk aliran air pori arah vertikal

$t$  = lama waktu untuk menyelesaikan konsolidasi (Mochtar, 2000)

Untuk menentukan derajat konsolidasi akibat aliran air pori secara vertikal, digunakan persamaan berikut:

Untuk  $\bar{U}_v$  antara 0 s/d 60%

$$\bar{U}_v = \left( 2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\% \quad (2.6)$$

Untuk  $\bar{U}_v > 60\%$

$$\bar{U}_v = (100 - 10^a) \% \quad (2.7)$$

Di mana:

$$T_v = \frac{t \cdot C_v}{H_{dr}^2} \quad (2.8)$$

$$a = \frac{1.781 - T_v}{0.933} \quad (2.9)$$

## 2.2 Penentuan Tinggi Timbunan Awal ( $H_{initial}$ )

Setelah pemampatan tanah dasar terjadi, tinggi timbunan awal ( $H_{awal}$ ) yang direncanakan akan sesuai dengan tinggi timbunan yang diinginkan ( $H_{akhir}$ ).



Penentuan tinggi awal pada saat pelaksanaan (dengan memperhatikan penurunan), dapat hitung dengan rumus:

$$\begin{aligned}
 q_{akhir} &= q = (H_{awal} - S_c) \gamma_{timb} + S_c (\gamma_{sat\ timb} - \gamma_w) \\
 q &= H_{awal} \cdot \gamma_{timb} - S_c \cdot \gamma_{timb} + S_c \cdot \gamma'_{timb} \\
 q &= H_{awal} \cdot \gamma_{sat} - S_c (\gamma_{timb} - \gamma') \\
 \text{jadi, } H_{awal-i} &= \frac{q_i + S_{ci} (\gamma_{timb} - \gamma'_{timb})}{\gamma_{sat}} \\
 H_{akhir-i} &= H_{awal-i} - S_{ci} \quad (2.10)
 \end{aligned}$$

### 2.3 Analisa Stabilitas Timbunan dengan Software XSTABL

XSTABL adalah program yang ditulis dalam bahasa FORTRAN IV untuk menyelesaikan kasus stabilitas timbunan (bidang miring) dalam dua dimensi. Parameter tanah (input) yang dibutuhkan pada program ini antara lain:  $\gamma_{sat}$ ,  $\gamma_t$ ,  $c'$ ,  $\phi$ , letak muka air tanah, dan koordinat permukaan tanah yang akan ditinjau. Dan output yang dihasilkan antara lain: jari-jari bidang longsor, koordinat bidang longsor, angka keamanan (SF), dan momen penahan dari tanah.

### 2.4 Sistem Perkuatan Tanah

#### 2.4.1 Preloading dengan Tanah Timbunan

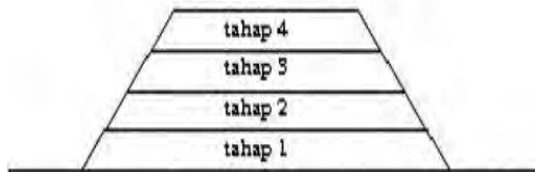
Cara pemampatan pada tanah dasar dapat berupa beban tanah timbunan (*surchage*), beban air tangki air atau kolam air buatan atau beban luar lainnya yang diletakkan di atas tanah aslinya. Untuk mempercepat waktu *preloading*, dapat digunakan drainase vertikal (*vertical drain*) dan untuk memperpendek aliran (*drainage path*) dari air pori.

Beban timbunan direncanakan dengan ketinggian tertentu sesuai dengan besar pemampatan konsolidasi

yang akan dihilangkan. Untuk meletakkan timbunan di atas tanah dasar, daya dukung tanah dasar harus diperhatikan agar kelongsoran tidak terjadi. Ada dua hal yang dapat dilakukan agar tidak terjadi kelongsoran, yaitu : dengan pemberian timbunan dengan cara bertahap dan pemberian timbunan *counter weight* .

### 1. Pemberian timbunan dengan sistim bertahap

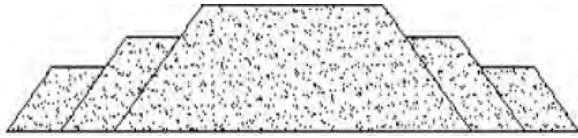
Dengan beban bertahap, waktu yang dibutuhkan untuk mencapai ketinggian timbunan rencana cukup lama dan tergantung pada peningkatan daya dukung tanah dasarnya. Penambahan beban setiap lapisan beban *preloading* mengacu pada ketinggian yang masih mampu dipikul  $H$  kritis oleh tanah dasarnya agar tidak terjadi kelongsoran. Untuk menentukan  $H$  kritis digunakan program bantu DX-STABL. Pemberian timbunan secara bertahap dapat dilihat pada **Gambar 2.3**.



**Gambar 2.3** Pemberian *Preloading* secara Bertahap

### 2. Pemberian timbunan dengan sistim *Counter weight*

Pada tanah dasar dengan daya dukung yang sangat rendah dan luas lahan yang cukup luas, bisa dipakai sistem *preloading* dengan *counter weight*, seperti pada **Gambar 2.4**.



**Gambar 2.4** Pemberian *Preloading* secara *Counter Weight*

#### **2.4.2 Metode Percepatan Pemampatan dengan PVD (*Prevabricated Vertical Drain*)**

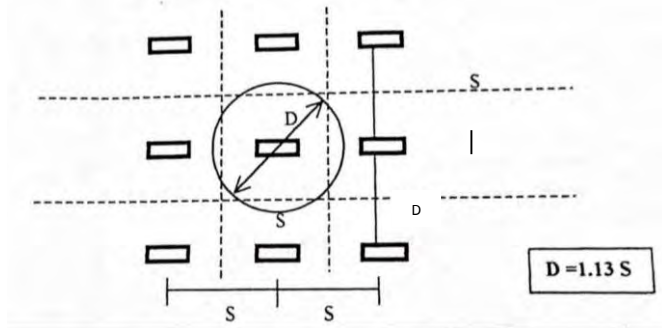
Penentuan waktu konsolidasi didasarkan pada teori aliran air vertikal didalam kolom pasir (menurut Barron, 1948) dengan menggunakan asumsi teori Terzaghi tentang konsolidasi linier satu dimensi. Teori tersebut menetapkan hubungan antara waktu, diameter drain, jarak antara drain, koefisien konsolidasi dan rata – rata derajat konsolidasi. Penentuan waktu konsolidasi dari teori Barron (1948) adalah :

$$t = \left( \frac{D^2}{8Ch} \right) F(n) \ln \left( \frac{1}{1 - \bar{U}_h} \right) \quad (2.11).$$

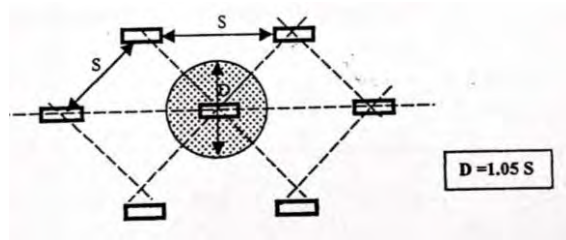
Dimana :

- t = waktu untuk menyelesaikan konsolidasi primer.
- D = diameter equivalen dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh dari PVD.
- D = 1,13 x S untuk pola susunan bujur sangkar
- D = 1,05 x S untuk pola susunan segitiga
- Ch = koefisien konsolidasi untuk aliran air arah horisontal

$\bar{U}_h$  = derajat konsolidasi tanah (arah horisontal)



**Gambar 2.5** Pola Susunan Bujur Sangkar,  $D = 1,13 S$



**Gambar 2.6** Pola Susunan Segitiga,  $D = 1,05 S$

Persamaan 2.17 dikembangkan lagi oleh Hansbo (1979) yang mendekati teori Barron. Teori Hansbo (1979) lebih sederhana dengan memasukkan dimensi fisik dan karakteristik PVD. Fungsi  $F(n)$  adalah merupakan fungsi hambatan akibat jarak antara titik pusat PVD. Menurut Hansbo (1979), harga  $F(n)$  didefinisikan dalam Persamaan 2.18:

$$F(n) = \left( \frac{n^2}{n^2 - 1^2} \right) \left[ \ln(n) - \left( \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \right) \right]$$

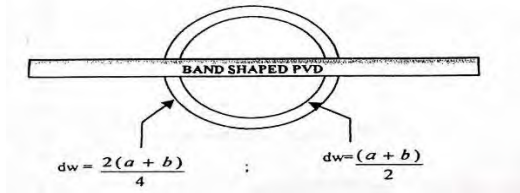
atau

$$F(n) = \left( \frac{n^2}{n^2 - 1^2} \right) \left[ \ln(n) - 3/4 - \left( \frac{1}{4n^2} \right) \right] \quad (2.12)$$

Dimana:

$$n = D/d_w$$

$d_w$  = diameter *equivalen* dari vertikal drain (**Gambar 2.7**)



**Gambar 2.7** *Equivalent Diameter* ( $d_w$ ) untuk PVD

Pada umumnya,  $n > 20$  sehingga dapat dianggap  $1/n = 0$

dan  $\left( \frac{n^2}{n^2 - 1} \right) \approx 1$  ; jadi :

$$F_{(n)} = \ln(n) - 3/4, \text{ atau}$$

$$F_{(n)} = \ln(D/d_w) - 3/4 \quad (2.13)$$

Hansbo (1979) menentukan waktu konsolidasi dengan menggunakan Persamaan sebagai berikut :

$$t = \left( \frac{D^2}{8.Ch} \right) \cdot (F(n) + F_s + F_r) \cdot \ln \left( \frac{1}{1 - \bar{U}h} \right) \quad (2.14)$$

Dimana :

- $t$  = waktu yang diperlukan untuk mencapai  $\bar{U}h$
- $D$  = diameter *equivalen* dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh dari PVD.
  - $1,13 \times S$  untuk pola susunan bujur sangkar
  - $1,05 \times S$  untuk pola susunan segitiga
- $S$  = jarak antara titik pusat PVD

- $C_h$  = koefisien aliran horisontal =  $(k_h/k_v) \cdot C_v$   
 $K_h/K_v$  = perbandingan antara koefisien permeabilitas tanah arah horisontal dan vertikal, untuk tanah lempung jenuh air berkisar antara 2 – 5  
 $F_{(n)}$  = faktor hambatan disebabkan karena jarak antar PVD  
 $F_r$  = faktor hambatan akibat gangguan pada PVD sendiri  
 $F_s$  = faktor hambatan tanah yang terganggu (*disturbed*)  
 $\bar{U}_h$  = derajat konsolidasi tanah (arah horisontal)  
 Harga  $F_r$  merupakan faktor tahanan akibat adanya gangguan pada PVD sendiri dan dirumuskan sebagai berikut :

$$F_r = \pi \cdot z \cdot (L - z) \cdot \left( \frac{k_h}{q_w} \right) \quad (2.15)$$

Dimana:

- $z$  = kedalaman titik yang ditinjau pada PVD terhadap permukaan tanah  
 $L$  = panjang *vertical drain*  
 $K_h$  = koefisien permeabilitas arah horisontal dalam tanah yang tidak terganggu (*undisturbed*)  
 $Q_w$  = *Discharge capacity* (kapasitas *discharge*) dari *drain* (tergantung dari jenis PVDnya).

$F_s$  merupakan faktor ada atau tidaknya perubahan tanah di sekitar PVD akibat pemancangan. Faktor ini memasukkan pengaruh gangguan terhadap tanah karena pemancangan,  $F_s$  dirumuskan:

$$F_s = \left( \frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \cdot \ln \left( \frac{ds}{dw} \right) \quad (2.16)$$

Dimana :

$K_s$  = koefisien permeabilitas arah horisontal pada tanah sudah terganggu (*disturbed*).

$D_s$  = diameter tanah yang terganggu (*disturbed*) sekeliling *vertical drain*.

$d_w$  = *equivalen* diameter.

Dalam Persamaan 2.20, adanya faktor  $F_s$  dan  $F_r$  cenderung memperlambat kecepatan konsolidasi. Factor yang paling penting adalah  $F_{(n)}$  sedangkan nilai  $F_s$  dapat mendekati atau lebih besar dari  $F_{(n)}$ . Data lapangan didapatkan harga  $F_s/F_{(n)}$  berkisar antara 1 sampai 3; untuk memudahkan perencanaan maka diasumsikan  $F_{(n)} = F_s$  dan harga  $F_r$  dianggap nol sehingga Persamaan 2.20 berubah menjadi:

$$t = \left( \frac{D^2}{8 C_h} \right) \cdot (2 F_{(n)}) \cdot \ln \left( \frac{1}{1 - \bar{U}_h} \right) \quad (2.17)$$

Dimana :

$t$  = waktu yang diperlukan untuk mencapai  $\bar{U}_h$

$D$  = diameter lingkaran

$F_{(n)}$  = faktor hambatan disebabkan karena jarak antara PVD

$C_h$  = koefisien konsolidasi tanah horisontal

$\bar{U}_h$  = derajat konsolidasi tanah (arah horisontal)

Dengan memasukkan harga  $t$  tertentu, dapat dicari harga  $\bar{U}_h$  pada lapisan tanah yang dipasang PVD. Selain konsolidasi akibat aliran pori arah horisontal, juga terjadi konsolidasi akibat aliran air arah vertikal  $\bar{U}_v$ . Harga  $\bar{U}_v$  dicari dengan Persamaan :

$$Tv = \frac{t.C_v}{(Hdr)^2} \quad (2.18)$$

Dimana :

$H_{dr}$  = ketebalan lapisan tanah yang dipasang PVD

$C_v$  = harga  $C_v$  tanah pada lapisan setebal panjang PVD

Untuk nilai  $C_v$  yang berbeda di setiap lapisan tanah maka dihitung nilai  $C_v$  gabungan yang dicari dengan persamaan:

$$C_{v \text{ gab}} = \frac{(H_1 + H_2 + \dots + H_n)^2}{\left[ \frac{H_1}{\sqrt{C_{v1}}} + \frac{H_2}{\sqrt{C_{v2}}} + \dots + \frac{H_n}{\sqrt{C_{vn}}} \right]^2} \quad (2.19)$$

$t$  = waktu konsolidasi yang dipilih

Harga  $\bar{U}_v$  dicari dengan persamaan 2.9 dan 2.10.

Derajat konsolidasi rata-rata  $\bar{U}$  dapat dicari dengan cara :

$$\bar{U} = [1 - (1 - U_h)(1 - U_v)] \times 100\% \quad (2.20)$$

## 2.5 Perkuatan Tanah dengan Geotextile

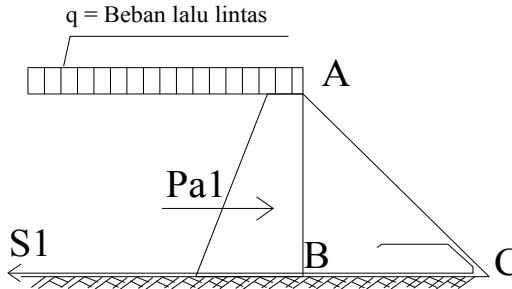
*Geotextile* merupakan salah satu jenis bahan *Geosynthesis* yang paling luas penggunaannya dalam bidang teknik sipil. Salah satunya adalah penggunaan pada timbunan. Pada perencanaan *Geotextile* untuk *embankment*, perlu ditinjau stabilitas pada :

1. *Internal Stability*
2. *Foundation Stability*
3. *Overall Stability*



### 2.5.1 Internal Stability

Dapat dilihat pada **Gambar 2.8**, Kondisi *internal stability* tercapai bila tidak terjadi longsor pada lereng AC



**Gambar 2.8** Gaya-gaya pada *Internal Stability*

1. Syarat Tidak Terjadi *Failure* di Lereng AC

$$P_{a1} \leq \frac{(\text{Beratefektif } ABC) \times \tan \delta}{SF} \quad (2.21)$$

Dimana :

$\delta$  = sudut geser antara tanah timbunan dan material  
*geotextile*  $\approx \emptyset$

SF = 1,35 untuk jalan sementara  
 = 2,00 untuk jalan permanen

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

2. Syarat Kekuatan Bahan

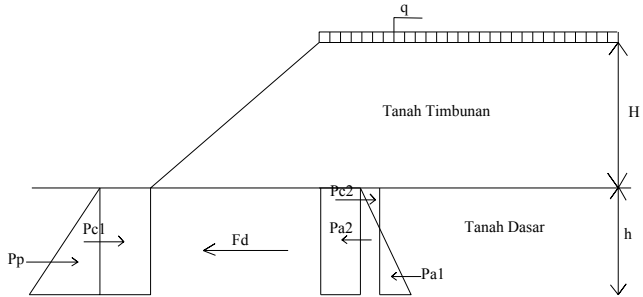
$$P_{a1} \leq S_1 \quad (2.22)$$

Dimana :

$S_1$  = kekuatan tarik material *geotextile* yang  
 diijinkan ( $T_{allowable}$ )

### 2.5.2 Foundation Stability

Kondisi *foundation stability* tercapai apabila tidak terjadi longsor di daerah  $F_d$  seperti pada **Gambar 2.9**



**Gambar 2.9** Gaya-gaya pada *Foundation Stability*

$$P_{a2} \leq \frac{Pp + 2S_u x L}{SF} \quad (2.23)$$

Dimana :

$S_u$  = Undrained Shear Strength dari tanah lunak

SF = 1,35 untuk jalan sementara

= 2,00 untuk jalan permanen

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$S_2 \geq (S_u x L) SF \quad (2.24)$$



Dimana :

$T_{allow}$  : kekuatan geotextile yang tersedia

$T$  : kekuatan tarik max geotextile yang dipakai

$FS_{id}$  : FS akibat kerusakan saat pemasangan

$FS_{cr}$  : FS terhadap kerusakan akibat rangkai

$FS_{cd}$  : FS terhadap kerusakan akibat bahan kimia

$FS_{bd}$  : FS terhadap kerusakan akibat aktifitas biologi

Harga-harga FS diatas dapat diambil dari tabel berikut :

**Tabel 2.1** Harga FS menurut kegunaan

Kegunaan	FSID	FSCR	FSCD	FSBD
Dinding Penahan	1,1 - 2,0	2,0 - 4,0	1,0 - 1,5	1,0 - 1,3
Timbunan	1,1 - 2,0	2,0 - 3,0	1,0 - 1,5	1,0 - 1,3
Daya Dukung	1,1 - 2,0	2,0 - 4,0	1,0 - 1,5	1,0 - 1,3
Overlay Pav.	1,1 - 1,5	1,0 - 1,2	1,0 - 1,5	1,0 - 1,1
Stabilitas Talud	1,1 - 1,5	1,5 - 2,0	1,0 - 1,5	1,0 - 1,3
Unpaved Road	1,1 - 2,0	1,5 - 2,5	1,0 - 1,5	1,0 - 1,2
Pemisah	1,1 - 2,5	1,0 - 1,2	1,0 - 1,5	1,0 - 1,2

Panjang *geotextile* yang ditanam ( $L$ ) pada satu sisi timbunan :

$$L = L_e + L_d \quad (2.27)$$

Dimana :

$L_d$  : (koordinat-X bidang longsor lapisan i geotextile terpasang) – (koordinat tepi timbunan lapisan i geotextile dipasang)

$L_e$  : Panjang geotextile yang berada di belakang bidang longsor (minimum 1m)

$$L_e = \frac{T_{allow} x FS}{(2\tau) x E} \quad (2.28)$$

Dimana :

$\tau$  = Tegangan geser antar tanah timbunan dengan geotextile ( $\tau = C_u + \sigma \tan \phi$ )

E = efisiensi  $\rightarrow$  diambil E = 0.8

Untuk panjang total 1 sisi *geotextile*  $> \frac{1}{2}$  lebar timbunan, maka untuk mempermudah pemasangan di lapangan, *geotextile* dipasang selebar timbunan.

## 2.6 Peningkatan Perkuatan Tanah dengan Cerucuk

Cerucuk adalah salah satu jenis cerucuk yang terbuat dari beton dan merupakan perkuatan untuk tanah. Pemakaian *cerucuk* bertujuan untuk:

1. Meningkatkan daya dukung tanah  
Apabila suatu tiang cerucuk dimasukkan ke dalam tanah, maka tanah di sekitarnya akan memadat. Jadi dapat dikatakan jika pemasangan tiang lebih dari satu akan berpengaruh pada pemadatan tanah.
2. Mengindari terjadinya sliding  
Hal ini dikarenakan cerucuk dapat menahan gaya geser lebih besar dari pada tanah.
3. Menahan kelongsoran pada tanah timbunan bersama dengan tanah dasar di bawahnya (kelongsoran keseluruhan).



**Gambar 2.11** Asumsi Gaya yang diterima Cerucuk ( NAVFAC DM-7 1971)

### 2.6.1 Perhitungan Faktor Kekakuan Relatif (T)

Adapun perhitungan faktor kekakuan relatif adalah

$$T = \left( \frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (2.29)$$

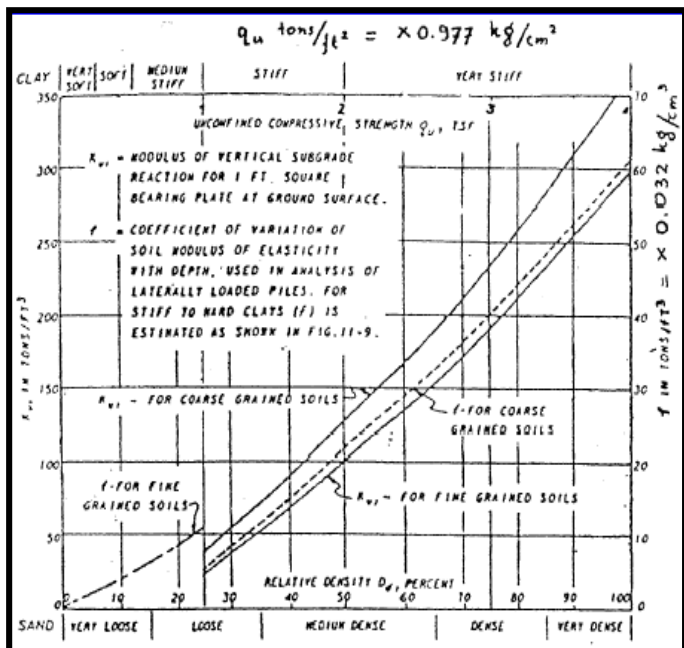
Dimana :

E = modulus elastisitas tiang, kg/cm<sup>2</sup>

I = momen inersia penampang tiang pancang, cm<sup>4</sup>

f = koefisien variasi

T = faktor kekakuan relatif



**Gambar 2.12** Harga  $f$  berdasarkan NAVFAC DM-7 1971

### 2.6.2 Perhitungan Kekuatan untuk 1 cerucuk

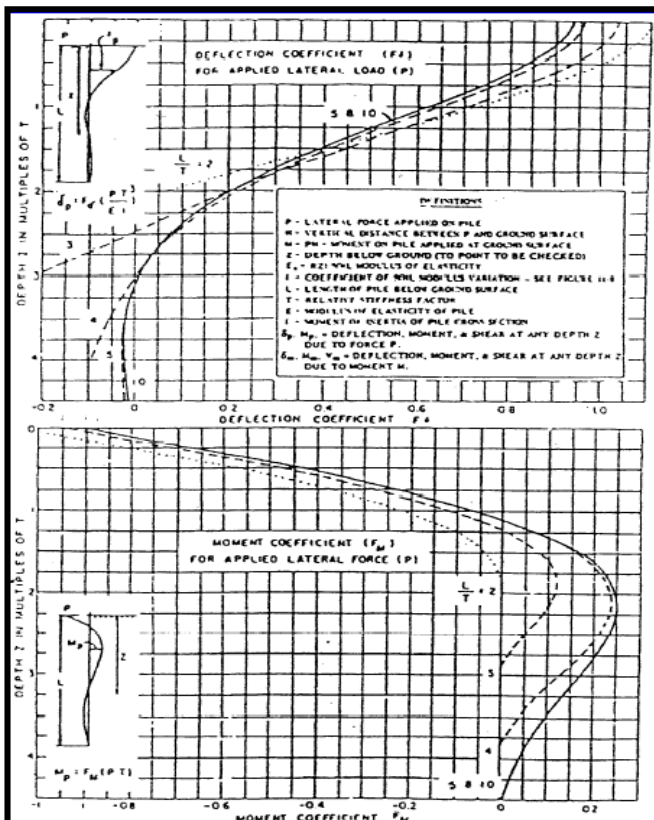
$$P = \left( \frac{M_p}{F_m * T} \right) \quad (2.30)$$

Dimana :

$M_p$  = momen lentur akibat beban  $P$  (kg.cm)

$F_m$  = koefisien momen akibat gaya lateral  $P$

$T$  = faktor kekakuan relatif (cm)



Gambar 2.13 Harga  $F_m$

### 2.6.3 Penentuan Jumlah Cerucuk

Untuk menghitung banyaknya cerucuk per satuan panjang, pertama sekali ditentukan gaya horizontal tambahan pada bidang gelincir yang diperlukan untuk menambah kekuatan geser tanah. Dengan menggunakan program Stable diperoleh angka SF, Momen Penahan ( $M_R$ ). Adapun rumus dari perhitungan kebutuhan cerucuk adalah:

$$n = \left( \frac{SF_{rencana} - SF_{min\imum}}{P_{max} \cdot xR} \right) \cdot xMD \quad (2.31)$$

Di mana:

$$MD = \frac{MR}{SF}$$

## 2.7 Desain Konstruksi *Abutment*

### 2.7.1 Pembebanan

Jenis pembebanan yang akan diperhitungkan dalam pembebanan antara lain:

- a. **Beban Mati**  
Beban mati pada jembatan kereta api double track terdiri dari beban superstruktur (beban sendiri jembatan)
- b. **Beban Rel Panjang Longitudinal**  
Nilai karakteristik beban longitudinal rel panjang per jalan rel yang digunakan untuk mengetahui kondisi batas ultimate adalah hasil panjang keseluruhan struktur menerus yang dikalikan 10 kN/m. namun demikian nilai tersebut harus 2000 kN atau kurang. Dalam perencanaan ini, diasumsikan Rel yang digunakan menggunakan




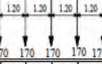
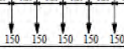
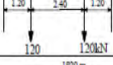



Rel tipe 60 (jenis rel terbesar yang ada di Indonesia) dengan berat sendiri sebesar  $60 \text{ kg/m}^2$ .

c. **Beban Hidup**

Beban kereta yang digunakan sebagai beban hidup adalah 100% RM 1921, sebagaimana tertera pada table di bawah. Perhitungan menunjukkan bahwa biasanya 100% RM 1921 merupakan beban yang paling membahayakan. Rencana pembebanan ini berlaku baik untuk jembatan baja maupun beton.

**Tabel 2.2** Skema pembebanan RM 1921

Nama	Skema pembebanan 100% RM 1921
Jumlah Gandar Beban pada jembatan atau komponen jembatan (Bearing = L) dilettakan	Jarak gandar seragam = 1.20 m Beban pada tiap gandar dihitung sebagai
1 Gandar	
2 Gandar	
3 Gandar	
4 atau 5 Gandar	
6 atau 7 Gandar	
Menggunakan kereta tanpa aksi beban yang pasti Beban tonal = 24 ton atau 5 ton/m <sup>2</sup>	
Bila menggunakan jarak lebih dari 8 gandar standar lokomotif yang terberat ditambah kereta batu bara Beban total 168 Ton atau 8.75 ton/m <sup>2</sup>	

*Sumber : PERSYARATAN TEKNIS JALUR KERETA API 2012*

d. Beban Angin

Dalam menentukan kecepatan angin rencana ( $V_w$ ), diasumsikan beban angin lateral bekerja pada seluruh bangunan atas secara merata. Secara umum beban angin terjadi pada Muatan Gerak (kereta api) dan struktur jembatan sendiri :

- Jembatan Dinding Rangka Baja

$$Tew_1 = 0,006.C_w.V_w^2.A_b \quad (2.32)$$

Dimana :

$C_w$  = Koefesien seret

$V_w$  = Kecepatan angin

$A_b$  = Luas jembatan yang terkena angin

- Muatan Gerak

Luas bidang yang menerima tekanan angin adalah luas persegi empat setinggi 3.5 m (tinggi kereta maksimum), sedangkan besarnya tekanan angin yang diterima oleh kereta tersebut sebesar  $100 \text{ kg/m}^2$

Setelah itu kedua kondisi tersebut digabung sehingga didapatkan kondisi maksimum.

e. Beban Gesekan

Akan terjadi pemuaian, penyusutan, maupun gaya gempa akibat dari beban gesekan (beban horizontal longitudinal) pada tumpuan yang bergerak.

$$H_L = m.(R_L + R_D) \quad (2.33)$$

f. Beban Rem dan Traksi

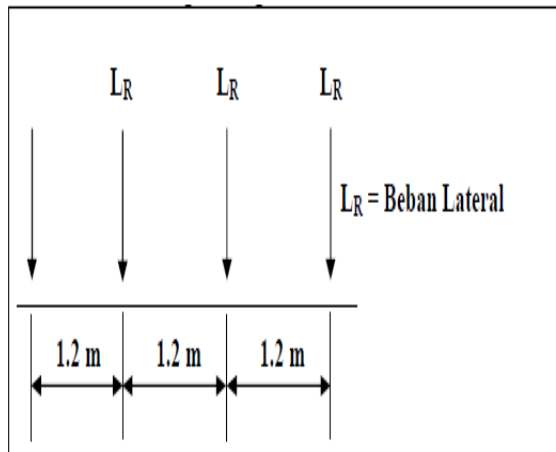
Posisi beban rem dan beban traksi harus diperhitungkan pada pusat gravitasi kereta atau bakal pelanting atau bekerja parallel terhadap jalan rel dan mempunyai arah horizontal pada jalan rel. nilai karakteristik beban rem dan beban traksi yang digunakan pada keadaan ultimate

adalah sebesar 25 % dari nilai karakteristik beban kereta, dengan catatan bahwa panjang beban kereta harus dalam cakupan efek terbesar pada elemen.

Sumber lain (RM 1921) menyebutkan bahwa gaya rem diperhitungkan untuk jembatan dengan bentang 20 m dan lebih. Besarnya gaya rem adalah  $1/6$  berat lokomotif dan  $1/10$  berat kereta dengan muatan penuh dimana koefisien kejut tidak diperhitungkan

g. **Beban Lateral Kereta**

Beban lateral kereta adalah sebagaimana ditunjukkan pada **Gambar 2.14**. beban bekerja pada bagian atas dan tegak lurus arah rel, secara horizontal. Besaran adalah 15% atau 20% dari beban gandar untuk masing-masing lokomotif atau kereta listrik/diesel.



**Gambar 2.14** Beban Lateral Kereta

## h. Beban Gempa

$$T_{EQ} = K_H I W_T \quad (2.34)$$

Dimana :

$T_{EQ}$  = Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau

$K_H$  = Koefesien beban gempa horizontal

$$K_H = C.S \quad (2.35)$$

$C$  = Koefesien dasar untuk daerah waktu dan kondisi setempat yang sesuai, yang dapat dicari dengan gambar zona gempa pada BMS sesuai dengan daerah gempa, fleksibilitas tanah dibawah permukaan dan waktu getar bangunan.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_{TP}}{gK_P}} \quad (2.36)$$

Di mana:

$T$  = waktu getar dalam detik

$W_{TP}$  =Berat total nominal bangunan atas termasuk beban mati tambahan ditambah setengah berat dari pilar

$K_P$  =Kekakuan gabungan sebagai gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan pada bagian atas pilar.

$S$  = Faktor tipe bangunan

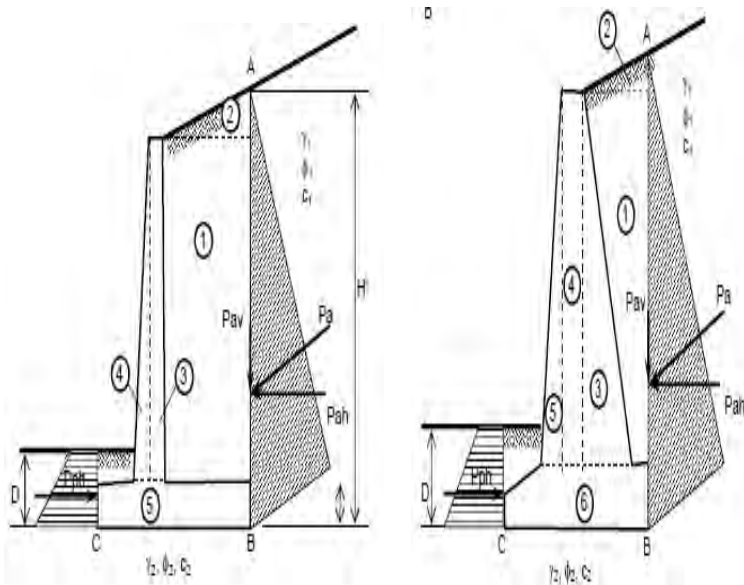
$I$  = Faktor kepentingan

$W_T$  =Berat total nominal bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa, diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan

### 2.7.2 Stabilitas *Abutment*

Untuk mengontrol stabilitas dari *abutment* perlu ditinjau keamanan:

1. Terhadap Guling (*overturning*)
2. Terhadap Geseran (*sliding failure*)
3. Terhadap Daya Dukung (*bearing capacity failure*)
4. Terhadap Penurunan (*settlement*)
5. Terhadap Stabilitas secara keseluruhan (*global stability*)



**Gambar 2.15** Kontrol Terhadap Guling

Pada gambar diatas ditunjukkan gaya-gaya yang harus diperhitungkan untuk kontrol keamanan terhadap guling dengan teori Rankine. Karena  $c_1 = 0$  maka:

$$P_a = 0.5 * K_a * \gamma_1 * H^2 \quad (2.37)$$

$$P_v = P_a \sin \alpha \quad (2.38)$$

$$P_h = P_a \cos \alpha \quad (2.39)$$

$$P_p = 0.5 * Kp * \gamma_2 * D^2 + 2 * c_2 * Kp^{0.5} * D \quad (2.40)$$

Angka keamanan terhadap guling didefinisikan sebagai:

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma MR}{\Sigma M0} = 1.5 - 2.0 \quad (2.41)$$

Dimana :

$\Sigma M0$  = jumlah momen kerja

$\Sigma MR$  = jumlah momen tahanan

Angka keamanan terhadap geser didefinisikan sebagai:

$$FS_{geser} = \frac{\Sigma FR'}{\Sigma Fd} \quad (2.42)$$

Dimana :

$\Sigma FR'$  = jumlah gaya penahan arah horisontal

$\Sigma Fd$  = jumlah gaya kerja arah horisontal

## 2.8 Desain Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang yang berdiri akan memikul sepenuhnya beban-beban yang bekerja padanya. Sedangkan untuk pondasi kelompok tiang tidak demikian halnya. Sehubungan dengan bidang keruntuhan di daerah ujung dari masing-masing tiang yang tergabung dalam kelompok tiang akan terjadi *overlap*, maka efisiensi dari daya dukung satu tiang akan menurun di dalam kelompok tiang. Jarak antar tiang efektif adalah sekitar 2.5D s/d 5D, dengan nilai D merupakan dimensi tiang rencana. Perumusan Efisiensi kelompok yang dipakai menggunakan persamaan Converse Labere:

$$E_K = 1 - \theta \left( \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right) \quad (2.43)$$

Dimana :

m = jumlah tiang dalam baris

n = jumlah tiang dalam kolom

$\theta = \arctan \frac{D}{s}$

D = diameter tiang

s = jarak antara pusat ke pusat tiang

### 2.8.1 Daya Dukung Tiang dalam kelompok

Pada suatu kelompok tiang, akan terjadi kondisi dimana salah satu pondasi akan menerima beban aksial paling maksimum ( $P_{\max}$ ) dan paling minimum sehingga akan terjadi gaya Tarik/cabut ( $P_{\min}$ ) pada tiang tersebut. Besarnya daya dukung kelompok tiang yang dipakai adalah yang paling menentukan. Besarnya gaya yang bekerja pada 1 tiap pancang pada kelompok tiang adalah:

$$P_{\max} = \frac{V}{n} + \frac{Mx * Y_{\max}}{\sum Y^2} + \frac{My * X_{\max}}{\sum X^2} \quad (2.44)$$

$$P_{\min} = \frac{V}{n} - \frac{Mx * Y_{\max}}{\sum Y^2} - \frac{My * X_{\max}}{\sum X^2} \quad (2.45)$$

### 2.8.2 Perencanaan Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan Data SPT

Hasil dari penyelidikan tanah di lapangan dengan menggunakan SPT adalah data-data yang disajikan dalam bentuk grafik hubungan antara jumlah pukulan (N) dan kedalaman, dilengkapi dengan tebal dan jenis lapisan tanahnya

Data SPT (*Standart Penetration Test*) dari lapangan tidak bisa langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli, sebagai berikut:

- Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah pasir halus, pasir berlanau dan pasir berlempung yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila  $N > 15$  :

- $N_1 = 15 + \frac{1}{2} (N - 15)$  (Terzaghi & Peck, 1960) (2.46)
- $N_1 = 0.6 N$  (Bazaraa, 1967) (2.47)  
Pilih harga  $N_1$  yang terkecil dari keduanya. Untuk jenis tanah lempung, lanau dan pasir kasar dan bila  $N \leq 15$ , tidak ada koreksi. Jadi  $N_1 = N$ .
- Koreksi terhadap *Overburden pressure* dari tanah  
Hasil dari koreksi 1 ( $N_1$ ) dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan vertikal efektif pada lapisan tanah dimana harga  $N$  tersebut didapatkan (tekanan vertikal efektif = *Overburden pressure*)
- $N_2 = \frac{4N_1}{1 + 0.4p_o}$  ;  $p_o \leq 7.5 \text{ ton/m}^2$  (2.48)
- $N_2 = \frac{4N_1}{3.25 + 0.1p_o}$  ;  $p_o > 7.5 \text{ ton/m}^2$  (2.49)

Dimana  $P_o$  merupakan tekanan tanah vertikal efektif pada lapisan / kedalaman yang ditinjau. Catatan, harga  $N_2$  harus  $\leq 2 N_1$ , bila dari koreksi didapat  $N_2 > 2 N_1$ , dibuat  $N_2 = 2 N_1$ .

- Mencari nilai  $Q_{\text{ujung}}$  tiang

$$Q_{\text{ujung}} = 40 \bar{N} \frac{1}{4} \pi D^2 \quad (2.50)$$

Dimana :

$N$  = nilai  $N$  rata2 ujung harga rata2  $N_2$  4D dibawah ujung s/d 8D diatas ujung tiang

$D$  = Diameter tiang rencana

- Mencari nilai  $Q_{\text{selimut}}$  tiang

$$RSI = f_{si} * \pi D H \quad (2.51)$$



Dimana :

$f_{si}$  = hambatan geser selimu tiang pada segmen

$D$  = Diameter tiang rencana

$H$  = kedalaman tiang yang ditinjau

- Mencari nilai  $Q_{ijin}$  tiang

$$Q_{ujung} = \frac{Q_{ult}}{SF} = \frac{Q_{ujung} + \Sigma RSI}{SF} \quad (2.52)$$

### 2.8.3 Ketahanan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Lateral

Selain didesain mampu menahan gaya aksial, pondasi tiang pancang juga harus dirancang untuk mampu menahan gaya lateral yang bekerja padanya.

Pada konstruksi jembatan, gaya lateral yang bekerja pada pondasi tiang pancang dapat berupa gaya gesek pada tumpuan bergerak, gaya rem, gaya gempa, gaya akibat angin, gaya akibat arus dan gaya akibat tekanan tanah (Mochtar, 2000).

Perumusan yang dipakai dalam perhitungan gaya lateral yang mampu diterima oleh pondasi tiang pancang dalam tugas akhir ini diambil dari NAFVAC DM-7 (1971).

Menurut NAFVAC DM-7 (1971), gaya lateral yang bekerja pada pondasi tiang pancang dibedakan atas tiga kondisi, yaitu :

1. Tiang pancang yang poernya fleksibel atau tiang pancang yang terjepit diujungnya.
2. Tiang pancang dengan poer kaku menempel diatas permukaan tanah.
3. Tiang pancang dengan poer kaku terletak pada suatu ketinggian.

Prosedur perhitungan untuk masing-masing kondisi adalah sebagai berikut:

Kondisi I :

1. Menghitung faktor kekakuan relatif (*relative stiffness factor*)
2. Tentukan nilai koefisien defleksi ( $F\sigma$ ), koefisien momen (FM) dan koefisien geser (FV)
3. Menghitung defleksi, momen dan gaya geser pada kedalaman yang ditinjau berdasarkan rumus yang terdapat pada **Gambar 2.19**

Kondisi II :

1. Sama dengan langkah I kondisi I
2. Tentukan nilai koefisien defleksi ( $F\sigma$ ), koefisien momen (FM) dan koefisien geser (FV)
3. Menghitung defleksi dan besarnya berdasarkan rumus yang terdapat pada **Gambar 2.20**
4. Gaya geser maksimum dianggap terjadi pada ujung atas tiang pancang, yang besarnya untuk 1 tiang pancang adalah :

$$P = PT / n \quad (2.53)$$

Dimana :

P = besar gaya geser 1 tiang pancang

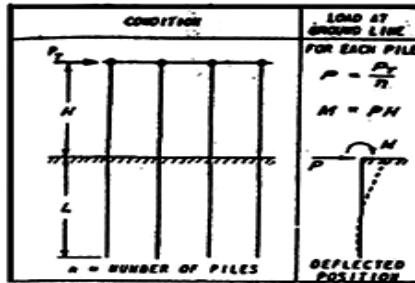
PT = besar gaya geser total yang bekerja

n = jumlah tiang pancang

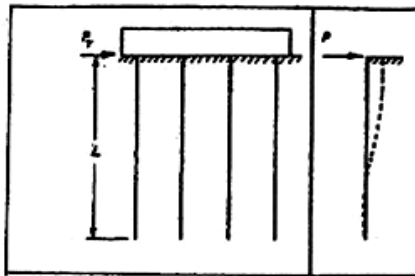
Kondisi III:

1. Anggap pada titik A terjadi jepitan dan Momen M, seperti pada **Gambar 2.18**
2. Menghitung sudut  $\theta_2$  diatas tanah
3. Menghitung sudut  $\theta_1$  dari koefisien sudut ( $F\theta$ ) dari rumus yang terdapat pada **Gambar 2.21**
4. Dengan persamaan  $\theta_1$  dan  $\theta_2$  diperoleh nilai momen

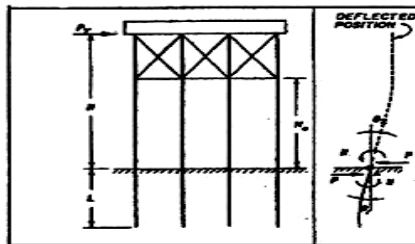
5. Setelah nilai  $M$  dan  $P$  didapat, besarnya defleksi, gaya geser dan momen dapat dihitung seperti kondisi I



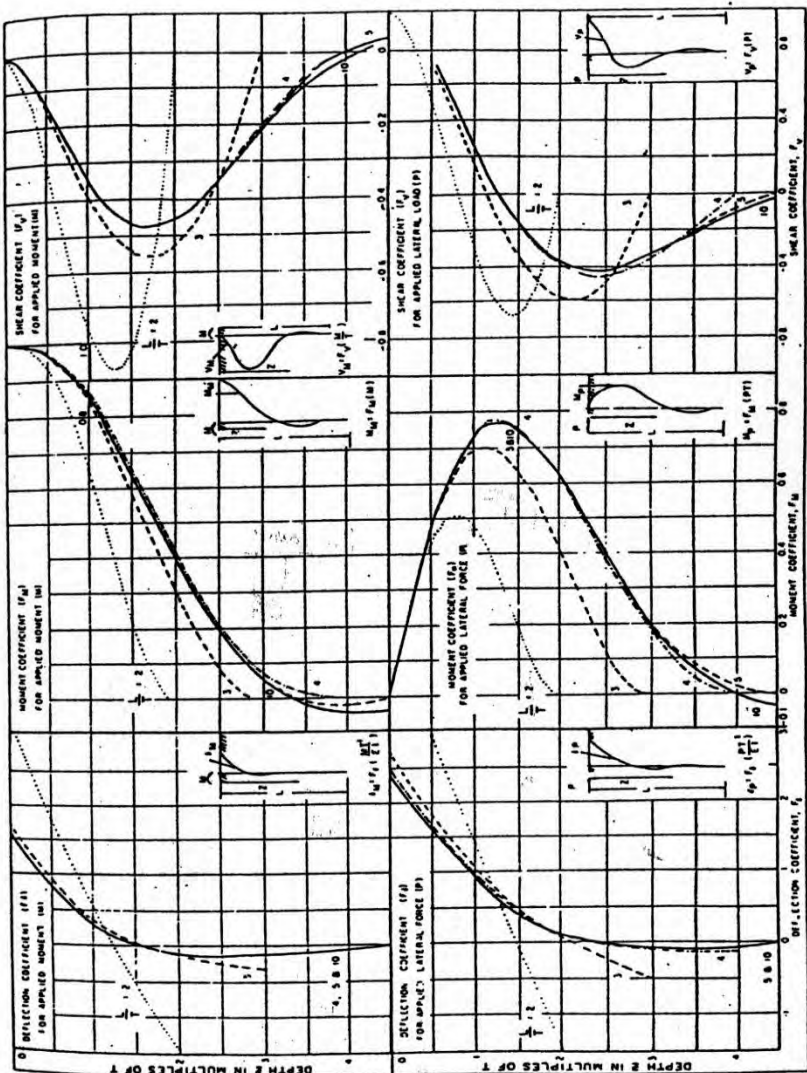
**Gambar 2.16** Tiang dengan poer fleksibel



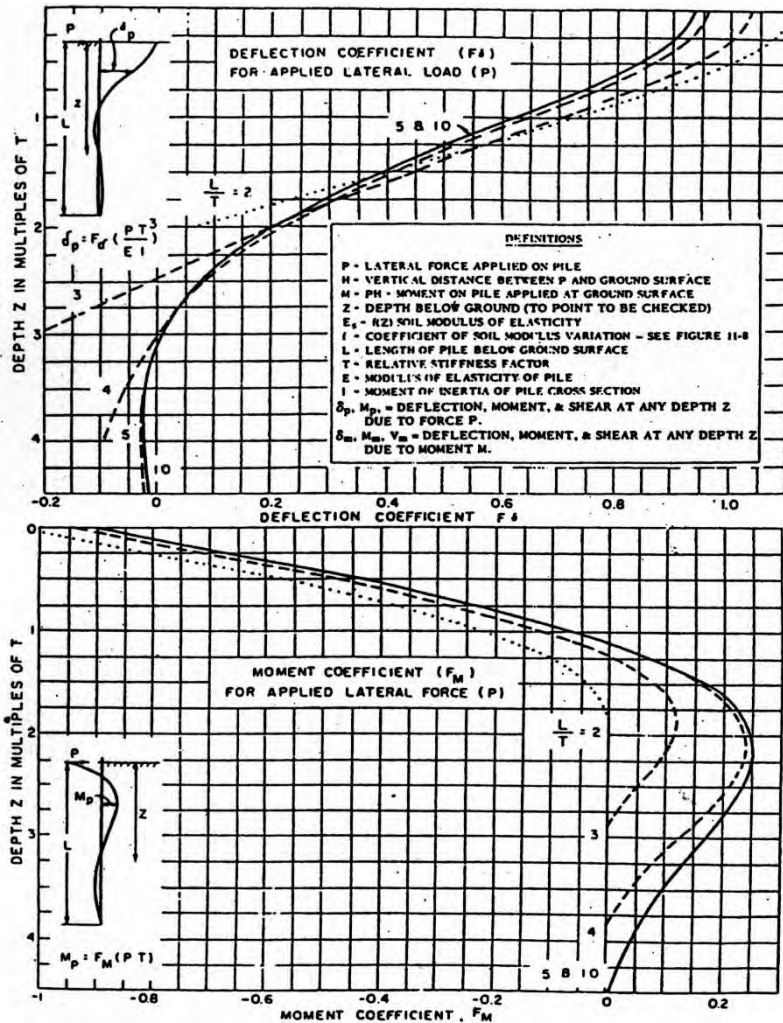
**Gambar 2.17** Tiang dengan poer kaku menempel di atas permukaan tanah



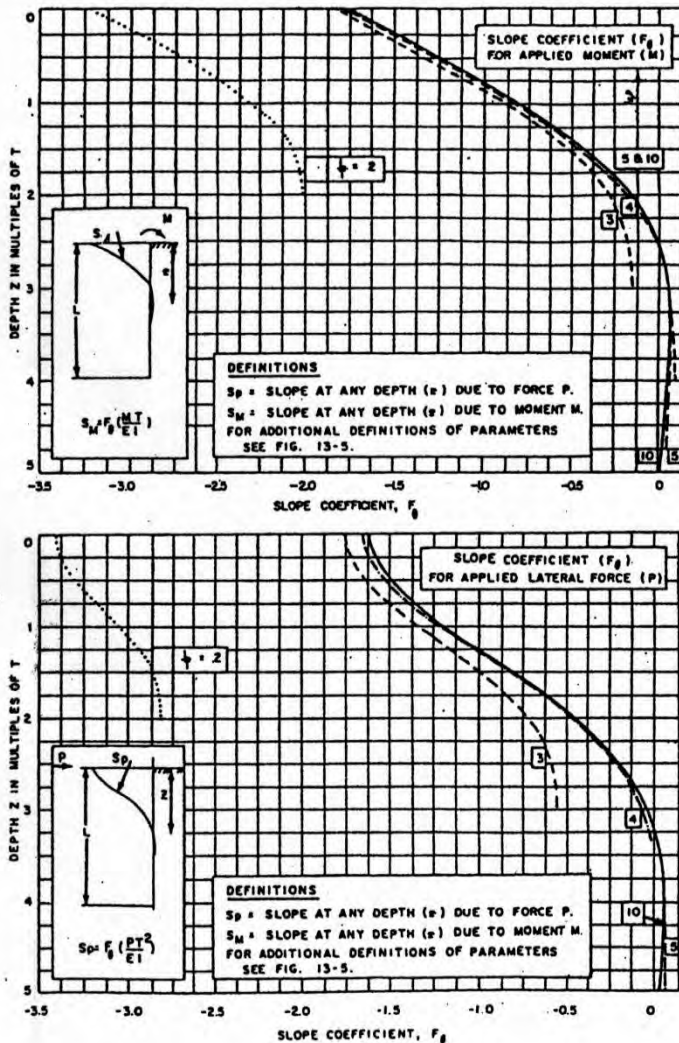
**Gambar 2.18** Tiang dengan poer kaku terletak pada suatu ketinggian



**Gambar 2.19** Koefisien-koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral pada kondisi I



**Gambar 2.20** Koefisien-koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral pada kondisi II



**Gambar 2.21** Koefisien-koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral pada kondisi III

### 2.8.4 Penurunan Konsolidasi Kelompok Tiang

Bila suatu bahan menerima beban tekan

Penurunan konsolidasi kelompok tiang di tanah lempung dapat dihitung dengan menggunakan metode distribusi tegangan 2:1. Prosedur perhitungan menggunakan langkah-langkah berikut ini:

1. Misalkan panjang tiang yang tertanam adalah  $L$ . kelompok tiang menderita beban total sebesar  $Q_g$ . Jika kepala tiang berada di bawah permukaan tanah asli,  $Q_g$  adalah sama dengan beban total dari bangunan atas (superstruktur) yang diterima tiang dikurangi dengan berat efektif tanah di atas tiang kelompok yang dibuang oleh penggalian.
2. Asumsikanlah bahwa beban  $Q_g$  akan disalurkan ke tanah mulai dari kedalaman  $(2/3L)$  dari puncak tiang, seperti ditunjukkan dalam **Gambar 2.2**. Puncak tiang adalah pada kedalaman  $z = 0$ . Beban  $Q_g$  tersebar sepanjang garis 2 vertikal : 1 horizontal dari kedalaman ini. Garis  $aa'$  dan  $bb'$  adalah garis 2:1
3. Hitunglah peningkatan tegangan yang timbul di tengah-tengah setiap lapisan tanah dengan beban  $Q_g$  :

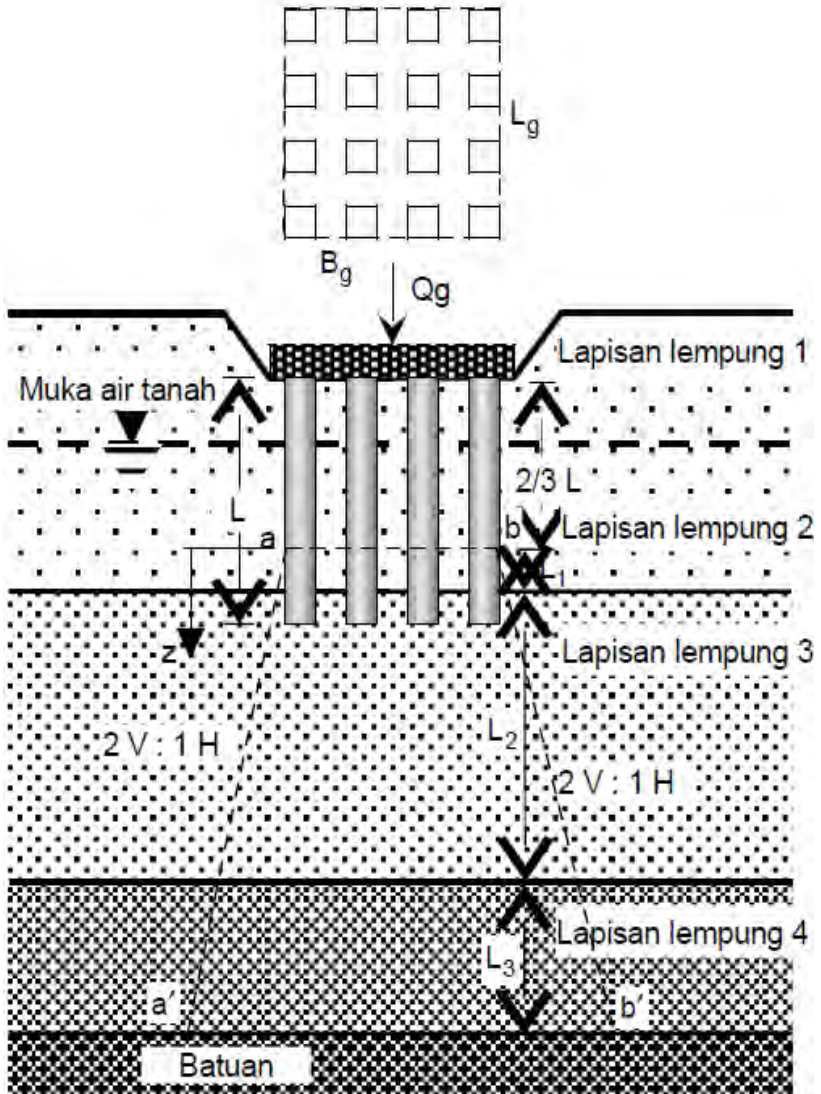
$$\Delta p_i = \frac{Q_g}{(Bg + z_i)(Lg + z_i)} \quad (2.54)$$

Dimana :

$\Delta p_i$  = peningkatan tegangan di tengah lapisan

$Bg, Lg$  = panjang dan lebar tiang kelompok

$z_i$  = jarak dari  $z = 0$  ke tengah lapisan



**Gambar 2.22** Penurunan konsolidasi tiang kelompok



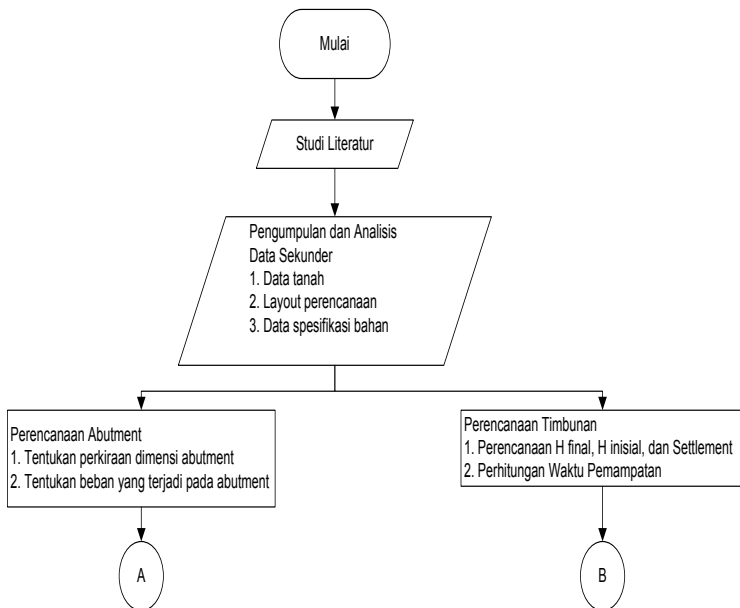
4. Menghitung penurunan untuk masing – masing lapisan akibat adanya peningkatan tegangan pada lapisan itu. Besarnya penurunan dapat dihitung dengan menggunakan persamaan penurunan konsolidasi satu dimensi untuk lempung terkonsolidasi normal dan terkonsolidasi lebih. Untuk menghitung penurunan terkonsolidasi normal, bisa dipakai **Persamaan 2.1** dan untuk penurunan terkonsolidasi lebih bisa dipakai **Persamaan 2.2** yang telah diterangkan pada subbab sebelumnya.  
Penurunan konsolidasi tiang disamping yang sudah diuraikan di atas bisa juga dipicu oleh pengisian tempat di sebelah konstruksi, beban di dekat lantai, dan juga turunnya muka air tanah.

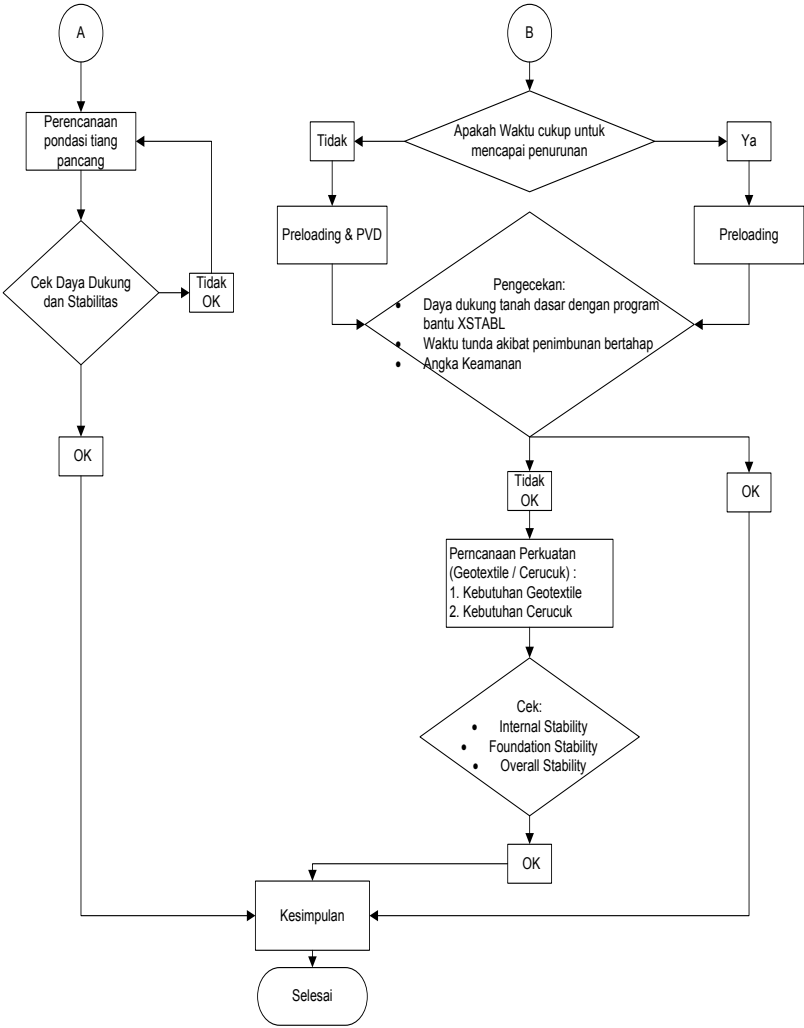
## BAB III

### METODOLOGI

#### 3.1 Bagan Alir

Bab ini menerangkan langkah-langkah yang akan dilakukan dalam mengerjakan perencanaan tugas akhir ini. Langkah – langkah awal yang dilakukan antara lain: studi literatur, pengamatan dan pencarian data kepada komponen-komponen yang berkaitan dengan topik studi untuk mendapatkan data yang dibutuhkan guna menunjang perhitungan dan analisa desain. **Gambar 3.1** berikut ini adalah diagram alir dalam penulisan Tugas Akhir Perencanaan *Abutment* & Badan Jalan Kereta Api STA 180+500 Double Track Madiun – Paron.





**Gambar 3.1** Diagram Alir Tugas Akhir

### 3.2 Studi Literatur

Studi Literatur dalam sebuah perencanaan mempunyai tujuan yaitu mengumpulkan referensi yang diperlukan untuk mendapatkan gambaran yang menyeluruh tentang desain sebuah *abutment* dan timbunan oprit. Adanya referensi akan mempermudah dan membantu dalam penyelesaian perencanaan ini. Referensi yang ada bisa didapatkan dari berbagai macam sumber, dimulai dari diktat kuliah, buku – buku yang berhubungan dengan perencanaan tersebut, Jurnal, bahkan dari Internet. Berikut ini adalah bahan yang nantinya akan digunakan sebagai acuan dalam melakukan perencanaan:

1. Teori Pemampatan / *Settlement*
2. Teori Waktu Konsolidasi
3. Teori *Preloading*
4. Teori Perencanaan *Vertical Drain*
5. Teori Perencanaan Geotextile
6. Teori Perencanaan *Micropile*
7. Perhitungan Stabilitas Timbunan
8. Teori Tentang Perencanaan Struktur *Abutment*
9. Teori Tentang Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

### 3.3 Pengumpulan dan Analisa Data Lapangan

Data-data yang dipakai dalam perencanaan ini adalah data sekunder yang didapat dari instansi terkait atau hasil survei dari pihak lain. Beberapa data yang diperlukan dalam proses perhitungan antara lain:

1. *Layout* lokasi
2. Data Pengujian tanah di lapangan (Bor dan SPT)
3. Data Pengujian tanah di laboratorium ,
4. Data Peta Topografi

### 3.4 Perencanaan Geoteknik

Dalam perencanaan ini, hal pertama yang dilakukan adalah menentukan parameter tanah dari hasil penyelidikan tanah dilapangan dan laboratorium. Parameter tanah tersebut

kemudian dilakukan analisa statistik dengan tingkat keyakinan sebesar 90% sehingga didapatkan data parameter tanah akhir yang akan digunakan untuk perencanaan. Data tersebut selanjutnya digunakan untuk merencanakan timbunan *preloading* dengan tahap sebagai berikut :

- Perhitungan sistem penimbunan bertahap dengan pembebanan awal ( $H_{\text{inisial}}$ ,  $H_{\text{final}}$ ).
- Perhitungan besar dan waktu penurunan / pemampatan (*Settlement*)
- Perhitungan PVD, jika waktu pemampatan dengan *preloading* dinilai masih terlalu panjang
- Perhitungan peningkatan kohesi *undrained* ( $C_u$ ) akibat *preloading*
- Perhitungan angka keamanan (*safety factor*).

### 3.5 Perencanaan Perbaikan dan Perkuatan tanah

Perkuatan tanah dalam metodologi ini terdiri dari dua alternatif yang pada akhirnya selalu dicek angka keamanannya yakni antara lain menggunakan bahan geotekstille yang memiliki kekuatan tarik yang mampu menahan kelongsoran timbunan ataupun dengan *micropile*.

### 3.6 Perencanaan *Abutment*

Pada perencanaan *Abutment*, hal yang harus diperhatikan adalah penentuan dimensi rencana *abutment*, hal ini perlu diperhatikan karena berat sendiri *abutment* akan berpengaruh terhadap penentuan jumlah pondasi tiang pancang rencana.

### 3.7 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Pondasi Tiang Pancang yang akan direncanakan harus mampu menahan gaya-gaya yang terjadi akibat beban luar, gaya-gaya yang bekerja pada tiang dapat berupa gaya aksial, horizontal, momen, bahkan kombinasi dari ketiga beban

tersebut. Tiang pancang rencana pun tidak boleh mengalami deformasi yang berlebihan (maksimum 2 cm) karena dikhawatirkan akan terjadi patahan terhadap pondasi.

### **3.8 Kesimpulan**

Setelah dilakukan berbagai perhitungan dari perbaikan tanah hingga pemilihan alternatif perkuatan tanah seperti yang telah dipaparkan di atas, dipilih alternatif perkuatan timbunan tanah dan kebutuhan dimensi serta tiang pancang yang paling ekonomis. Diharapkan hasil perencanaan ini dapat menjadi solusi permasalahan stabilitas tanah yang mungkin saja terjadi suatu saat nanti.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## BAB IV DATA DAN ANALISA

### 4.1 Data Lalu Lintas

Dalam perencanaan konstruksi jalur kereta api harus direncanakan sesuai persyaratan teknis sehingga aman untuk dilalui oleh sarana perkeretaapian. Perencanaan konstruksi jalur kereta api dipengaruhi oleh jumlah beban, kecepatan maksimum, beban gandar dan pola operasi.

Data lalu lintas yang digunakan pada perencanaan ini diambil dari “PERATURAN MENTERI PERHUBUNGAN REPUBLIK INDONESIA NOMOR PM. 60 TAHUN 2012 TENTANG PERSYARATAN TEKNIS JALUR KERETA API” :

**Tabel 4.1** Lebar Jalan Rel 1067 mm

Kelas Jalan	Daya Angkut Lintas (ton/tahun)	V maks (km/jam)	P maks gandar (ton)	Tipe Rel	Jenis Bantalan	Jenis Penambat	Tebal Balas Atas (cm)	Lebar Bahu Balas (cm)
					Jarak antar sumbu bantalan (cm)			
I	$> 20 \cdot 10^6$	120	18	R.60/R.54	Beton 60	Elastis Ganda	30	60
II	$10 \cdot 10^6 - 20 \cdot 10^6$	110	18	R.54/R.50	Beton/Kayu 60	Elastis Ganda	30	50
III	$5 \cdot 10^6 - 10 \cdot 10^6$	100	18	R.54/R.50/R.42	Beton/Kayu/Baja 60	Elastis Ganda	30	40
IV	$2,5 \cdot 10^6 - 5 \cdot 10^6$	90	18	R.54/R.50/R.42	Beton/Kayu/Baja 60	Elastis Ganda/ Tunggal	25	40
V	$< 2,5 \cdot 10^6$	80	18	R.42	Kayu/Baja 60	Elastis Tunggal	25	35

*Sumber : PERSYARATAN TEKNIS JALUR KERETA API 2012*



**Tabel 4.2** Lebar Jalan Rel 1435 mm

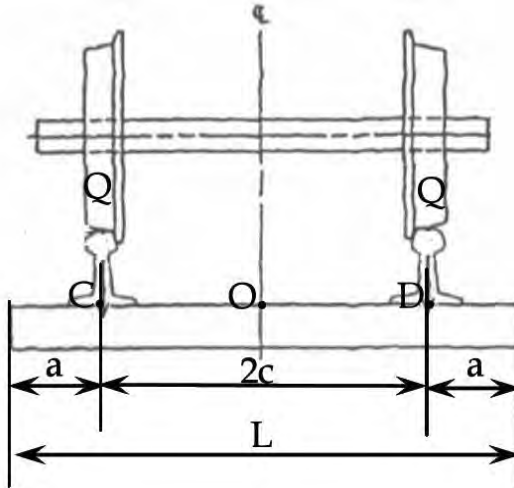
Kelas Jalan	Daya Angkut Lintas (ton/tahun)	V maks (km/jam)	P maks gandar (ton)	Tipe Rel	Jenis Bantalan	Jenis Penambat	Tebal Balas Atas (cm)	Lebar Bahu Balas (cm)
					Jarak antar sumbu bantalan (cm)			
I	$> 20 \cdot 10^6$	160	22,5	R.60	$\frac{\text{Beton}}{60}$	Elastis Ganda	30	60
II	$10 \cdot 10^6 - 20 \cdot 10^6$	140	22,5	R.60	$\frac{\text{Beton}}{60}$	Elastis Ganda	30	50
III	$5 \cdot 10^6 - 10 \cdot 10^6$	120	22,5	R.60/R.54	$\frac{\text{Beton}}{60}$	Elastis Ganda	30	40
IV	$< 5 \cdot 10^6$	100	22,5	R.60/R.54	$\frac{\text{Beton}}{60}$	Elastis Ganda	30	40

*Sumber : PERSYARATAN TEKNIS JALUR KERETA API 2012*

Pada perencanaan pembangunan bahu jalan kereta api ini didapatkan data data teknis konstruksi jalan rel sebagai berikut:

- Lebar Jalan Rel 1067 mm
- Kelas Jalan 1
- V max kereta Api 120 km/jam
- P max gandar sebesar 18 ton
- Persentase beban yang dilimpahkan ke struktur bantalan sebesar 55%
- Panjang bantalan beton 200 cm
- Lebar bantalan beton 25,3 cm
- Inersia bantalan sebesar  $12644,55 \text{ cm}^4$
- Elastisitas bantalan sebesar  $143108 \text{ kg/cm}^2$

- Timbunan balas ditentukan sebesar 45 cm dengan nilai  $k_e = 9 \text{ kg/cm}^3$
- Nilai  $a$  ditentukan sebesar 46,65 cm dan nilai  $c$  ditentukan sebesar 53,35 cm



**Gambar 4.1** Penampang Rencana Konstruksi Rel

#### 4.2 Data Tanah Dasar

Data tanah dasar yang digunakan pada penyusunan Tugas Akhir ini merupakan data sekunder yang diperoleh dari PT. Kereta Api Indonesia. Data tanah dasar yang didapatkan berupa Bore Log dan SPT dari hasil test laboratorium Adapun nilai data tanah adalah sebagai berikut :

**Tabel 4.3** Data Tanah dasar sisi barat

DEPTH (Meter)	VOLUMETRI + GRAVIMETRI								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	yt	yd	ysat	Pp	Cc	Cv
-3.00	2.521	1.541	100.000	61.13	60.65	1.599	0.629	1.599	1.20	1.46	1.44E-03
-6.00	2.565	1.480	100.000	56.92	59.35	1.636	0.665	1.636	1.19	1.40	1.64E-03
-9.00	2.572	1.373	100.000	53.38	57.86	1.662	0.701	1.662	1.18	1.35	1.38E-03
-12.00	2.514	1.368	100.000	54.42	57.77	1.639	0.692	1.639	1.18	1.31	1.31E-03
-15.00	2.467	1.331	100.000	53.95	57.10	1.629	0.699	1.629	1.17	1.25	1.35E-03
-18.00	2.523	1.298	100.000	51.45	56.48	1.663	0.724	1.663	1.19	1.28	1.44E-03
-21.00	2.538	1.254	100.000	49.41	55.63	1.682	0.746	1.682	*	*	*
-24.00	2.602	1.211	100.000	46.54	54.77	1.725	0.780	1.725	*	*	*
-27.00	2.611	1.192	100.000	45.65	54.38	1.735	0.791	1.735	*	*	*
-30.00	2.593	1.021	100.000	39.38	50.52	1.788	0.885	1.788	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			STRENGTH			PERMEABILITAS
	G	S	S+CI	LL	PL	IP	$\phi$	C	Cu	
-3.00	0.04	2.80	97.16	72.43	33.41	39.02	0	*	0.192	*
-6.00	0.02	5.96	94.02	68.12	31.65	36.47	0	*	0.089	*
-9.00	0.28	5.07	94.65	65.03	30.62	34.41	0	*	0.047	*
-12.00	0.00	1.56	98.44	68.25	32.83	35.42	0	*	0.128	*
-15.00	0.00	0.50	99.50	64.32	31.93	32.39	0	*	0.960	*
-18.00	0.00	19.39	80.61	55.09	30.67	24.42	0	*	0.271	*
-21.00	0.00	1.01	98.99	62.29	31.27	31.02	0	*	0.294	*
-24.00	0.00	3.50	96.50	64.4	32.51	31.89	0	*	0.272	*
-27.00	0.00	6.59	93.41	48.1	29.79	18.31	0	*	0.344	*
-30.00	0.00	6.09	93.91	52.38	29.44	22.94	0	*	0.404	*

*Sumber : PT. KERETA API INDONESIA*

**Tabel 4.4** Data Tanah dasar sisi timur

DEPTH (Meter)	VOLUMETRI + GRAVIMETRI								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	yt	yd	ysat	Pp	Cc	Cv
-3.00	2.531	1.577	100.000	62.31	61.20	1.594	0.619	1.594	1.20	1.33	1.41E-03
-6.00	2.579	1.506	100.000	58.39	60.10	1.630	0.650	1.630	1.19	1.38	1.34E-03
-9.00	2.576	1.425	100.000	55.32	58.76	1.650	0.680	1.650	1.18	1.42	1.36E-03
-12.00	2.603	1.368	100.000	52.55	57.77	1.677	0.708	1.677	1.18	1.34	1.24E-03
-15.00	2.554	1.487	100.000	58.22	59.79	1.625	0.653	1.625	*	*	*
-18.00	2.543	0.947	100.000	37.24	48.64	1.793	0.921	1.793	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			STRENGTH			PERMEABILITAS
	G	S	S+CI	LL	PL	IP	$\phi$	C	Cu	
-3.00	0.00	4.31	95.69	68.74	33.87	34.87	0	*	0.143	*
-6.00	0.00	1.95	98.05	73.53	31.27	42.26	0	*	0.258	*
-9.00	0.00	7.23	92.77	68.13	31.23	36.9	0	*	0.411	*
-12.00	0.00	5.44	94.56	62.01	31.55	30.46	0	*	0.334	*
-15.00	0.23	4.54	95.23	67.56	32.59	34.97	0	*	0.291	*
-18.00	0.00	46.77	53.23	NP	NP	NP	36	*	0.000	*

*Sumber : PT. KERETA API INDONESIA*

Tabel 4.5 Data Borlog sisi barat

Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test					N - Value				
									Depth in m	Sampler Code	Depth in m	Sampler Code	N Value Blow 30 cm	Blows per each 15 cm								
														15 cm	15 cm	15 cm	15 cm					
0.00	0.00				START OF BORING														0 10' 20' 30' 40' 50'			
1.00	-1.00				LEMPUNG	ABU-ABU	SPT = 1 sd 4	VERY SOFT TO SOFT														
2.00	-2.00																					
3.00	-3.00																					
4.00	-4.00																					
5.00	-5.00																					
6.00	-6.00																					
7.00	-7.00																					
8.00	-8.00																					
9.00	-9.00																					
10.00	-10.00																					
11.00	-11.00																					
12.00	-12.00																					
13.00	-13.00																					
14.00	-14.00																					
15.00	-15.00																					
16.00	-16.00																					
17.00	-17.00				LEMPUNG BERPASIR	ABU-ABU	SPT = 4 sd 6	SOFT TO MEDIUM														
18.00	-18.00																					
19.00	-19.00				LEMPUNG BERLANAU	ABU-ABU KEHUALIAN	SPT = 6 sd 12	MEDIUM TO STIFF														
20.00	-20.00																					
21.00	-21.00					COKLAT	SPT = 11 sd 12	STIFF														
22.00	-22.00																					
23.00	-23.00																					
24.00	-24.00																					
25.00	-25.00																					
26.00	-26.00																					
27.00	-27.00				LEMPUNG BERLANAU BERPASIR HALUS	COKLAT	SPT = 14 sd 16	STIFF TO VERY STIFF														
28.00	-28.00																					
29.00	-29.00																					
30.00	-30.00																					
					</																	

Sumber : PT. KERETA API INDONESIA

Tabel 4.6 Data Borlog sisi timur

Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test							
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N Value Below 30 cm	Blows per each 15 cm			N - Value			
														15 cm	15 cm	15 cm				
0.00	0.00							START OF BORING												
1.00	-1.00				LEMPUNG	ABU - ABU	SPT = 3 sd 5	SOFT TO MEDIUM	-2.50	UD 01										
3.00	-3.00								-3.00		SPT 1	3	1	1	2					
4.00	-4.00								-3.45											
5.00	-5.00								-5.50	UD 02										
6.00	-6.00								-6.00		SPT 2	5	1	2	3					
7.00	-7.00								-6.45											
8.00	-8.00								-8.50	UD 03										
9.00	-9.00								-9.00		SPT 3	5	2	2	3					
10.00	-10.00								-9.45											
11.00	-11.00				LEMPUNG BERLANAU	ABU - ABU KEHITAMAN / GELAP	SPT = 5 sd 7	MEDIUM	-11.50	UD 04										
12.00	-12.00								-12.00		SPT 4	7	2	3	4					
13.00	-13.00				LEMPUNG	ABU - ABU	SPT = 7 sd 29	MEDIUM TO VERY STIFF	-14.50	UD 05										
14.00	-14.00								-15.00		SPT 5	10	3	4	6					
15.00	-15.00								-15.45											
16.00	-16.00								-17.50	UD 06										
17.00	-17.00				PASIR BERLANAU BERLEMPUNG	ABU - ABU KECOKLATAN	SPT = 29 sd 38	MEDIUM TO DENSE	-18.00		SPT 6	38	5	14	24					
18.00	-18.00								-18.45											
19.00	-19.00				PASIR BERLANAU SEDIKIT BERLEMPUNG	ABU - ABU KECOKLATAN	SPT = 38 sd 40	DENSE	-20.50	UD 07										
20.00	-20.00								-21.00		SPT 7	40	6	15	25					
21.00	-21.00								-21.45											
22.00	-22.00								-23.50	UD 08										
23.00	-23.00				LEMPUNG BERLANAU	ABU - ABU	SPT = 25 sd 28	VERY STIFF	-24.00		SPT 8	28	8	13	15					
24.00	-24.00								-24.45											
25.00	-25.00								-26.50	UD 09										
26.00	-26.00								-27.00		SPT 9	25	8	10	15					
27.00	-27.00								-27.45											
28.00	-28.00								-29.50	UD 10										
29.00	-29.00								-30.00		SPT 10	27	9	12	15					
30.00	-30.00								-30.45											

Sumber : PT. KERETA API INDONESIA

### 4.3 Data Tanah Timbunan

Pada perencanaan pembangunan bahu jalan kereta api ini diperlukan timbunan di atas tanah dasar dikarenakan kondisi tanah dasar yang lunak. Data tanah timbunan merupakan data sekunder yang didapatkan dari PT Kereta Api Indonesia. Data tanah timbunan yang didapat berupa sifat fisik timbunan. Adapun data yang digunakan pada perencanaan ini adalah sebagai berikut :

- Sifat fisis timbunan meliputi ( $\gamma$ ) = 1,9 t/m<sup>3</sup>, c = 0 dan  $\Phi = 30^\circ$
- H timbunan = 4 meter
- Lebar timbunan = 23 meter
- SF rencana = 1,5
- Wc. Opt = 17,0 %
- CBR Max = 14,5 %

### 4.4 Data PVD

PVD dipasang sedalam tebal tanah yang memampat yaitu 20 m di sisi barat dan 15 m di sisi timur. dengan pola pemasangan segi empat dan segi tiga dan dibandingkan mana yang lebih efektif. Dimensi PVD yang dipakai adalah lebar 100 mm dan tebal 4 mm (lihat lampiran).

Desain Rencana :

- Dimensi PVD = 10 x 0,4 cm<sup>2</sup>
- Pola pemasangan segi empat, D = 1,13 S
- Pola pemasangan segi tiga, D = 1,05 S

### 4.5 Data Micropile

Data cerucuk yang digunakan dalam perencanaan Tugas Akhir ini ditetapkan adalah menggunakan micropile berdasarkan perencanaan. Adapun data spesifikasinya adalah sebagai berikut :

$b_t$	= 20 cm
$h_t$	= 20 cm
$f_y'$	= 400 Mpa
$f_c'$	= 35 Mpa
$D$	= 25 mm
$\emptyset$	= 12 mm
$d'$	= 40 mm

#### 4.6 Data Spesifikasi Bahan Geotextile

Perencanaan perbaikan tanah dasar pada pembangunan bahu jalan kereta api dilakukan dengan menggunakan geotextile. Geotextile yang digunakan pada perencanaan ini adalah jenis geotextile polyprene woven, STABILENKA 300/45 dengan kekuatan tarik sebesar 300 KN/m'.

#### 4.7 Data Tiang Pancang

Tiang Pancang yang dipakai dalam perencanaan *abutment* adalah tiang pancang produksi dari WIKA BETON. Untuk dimensi tiang pancang rencana akan dicoba memakai dimensi 40 cm, 50 cm, dan 60 cm.

## **BAB V**

### **PERENCANAAN OPRIT DENGAN TIMBUNAN BERTAHAP**

#### **5.1 Perhitungan Tinggi Timbunan Awal**

##### **5.1.1 Perhitungan Beban**

Sebelum merencanakan perhitungan tinggi timbunan awal, hal yang perlu dilakukan terlebih dahulu adalah menghitung beban-beban ( $q$ ) yang akan diterima oleh tanah dasar. Beban-beban tersebut adalah :

- a. Beban traffic (Gandar Rel Kereta Api, Beban bantalan kereta api & beban balas
- b. Beban akibat timbunan

Beban timbunan yang menggunakan beban pemisalan sebesar  $3 \text{ t/m}^2$ ,  $5 \text{ t/m}^2$ ,  $7 \text{ t/m}^2$ ,  $9 \text{ t/m}^2$ ,  $11 \text{ t/m}^2$ ,  $13 \text{ t/m}^2$ ,  $15 \text{ t/m}^2$ ,  $17 \text{ t/m}^2$ ,  $19 \text{ t/m}^2$ , dan  $21 \text{ t/m}^2$  yang nantinya beban-beban tersebut didistribusikan ke kedalaman tanah yang ditinjau ( $z$ ) sebagai beban merata trapezium. Untuk beban akibat traffic kereta api pada perencanaan tinggi timbunan awal ini diabaikan, dikarenakan beban kereta api tersebut bukan merupakan beban tetap (kereta api rencana hanya lewat  $\pm 3$  kali sehari) sehingga tidak akan mempengaruhi penurunan konsolidasi pada timbunan rencana (beban kereta berpengaruh pada perencanaan kelongsoran timbunan), beban kereta api dipakai pada saat perencanaan perkuatan timbunan baik perencanaan *geotextile* maupun perencanaan cerucuk.

##### **5.1.2 Penentuan Tinggi Awal ( $H_{\text{initial}}$ )**

Berdasarkan data tanah yang terdapat pada Bab IV, diketahui bahwa tinggi final ( $H_{\text{final}}$ ) timbunan tertinggi yang direncanakan pada oprit jembatan kereta api sebelah



barat dan timur adalah sebesar 4 meter. Tinggi timbunan serta beban dari traffic yang besar menyebabkan beban yang diterima tanah cukup besar dan mengakibatkan beban yang diterima cukup besar pula. Selain itu kondisi lapisan tanah pada daerah tersebut juga kurang, pada sisi barat terdapat beberapa lapisan tanah berupa lapisan lempung lembek (*soft clay*) setebal 15,5 meter, lempung berpasir setebal 2,5 meter, dan lempung berlanau dengan nilai SPT < 10. Sedangkan pada sisi timur terdapat lapisan lempung lunak dengan kedalaman mencapai 9,5 meter dengan nilai SPT < 10. Untuk mengantisipasi adanya kerusakan pada badan jalan kereta api maupun abutment jembatan, maka perlu dihitung besarnya penurunan konsolidasi.

Tinggi  $H_{final}$  dan beban-beban sebelumnya telah diketahui, maka besarnya penurunan dapat dihitung. Dengan mengetahui besarnya *settlement* ( $S_c$ ) pada tiap lapisan maka dapat diketahui besarnya pemampatan total pada tanah dasar tersebut ketika dibebani.

Pertama dihitung berapa pemampatan konsolidasi akibat beban timbunan. Dari perhitungan tersebut, maka diperoleh besar  $S_c$  akibat beban timbunan yang tersaji pada **Tabel 5.1.** setelah tanah dasar mengalami pemampatan akibat beban timbunan, maka timbunan yang diletakkan akan menjadi lebih rendah dari elevasi rencana. Oleh sebab itu perlu dicari tinggi awal timbunan.

Berikut ini adalah contoh perhitungan *settlement* :

- Muka tanah pada kedalaman -2 m diambil sebagai perhitungan
- Pada contoh perhitungan penurunan dipakai beban persatuan luas  $q_0$  sebesar 7 ton/m<sup>2</sup>
- Dari data timbunan yang dipakai didapatkan  $\gamma_{timb}$  rata-rata = 1,9

Untuk  $q = 7 \text{ t/m}$ , pada kedalaman 2 meter maka didapatkan :

$$a = 6 \text{ m}$$

$$m = a/z = 6/1.5 = 4$$

$$n = b/z = 5.5/1.5 = 3.67$$

lihat grafik (NAVFAC DM-7,1979)

Didapat harga  $2I = 1,00$

$$\Delta p = 2I \times q_0$$

$$= I \times 7$$

$$= 7.00 \text{ t/m}^2$$

$$P_o' = Z \times (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

$$= 0,898 \text{ t/m}^2$$

$$P = \Delta p + p_o'$$

$$= 7.00 + 0,898 = 7.898 \text{ t/m}^2$$

$$P_c' = 12 \text{ t/m}^2$$

Dikarenakan tanah dasar yang ditinjau merupakan tanah terkonsolidasi lebih (*Overly Consolidated Soil*) maka dipakai rumus penurunan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} S_c &= \frac{C_s}{1+e_0} H \log \frac{P_c'}{P_o'} + \frac{C_c}{1+e_0} H \log \frac{P_o' + \Delta P}{P_c'} \\ &= \frac{0.146}{1+1.54} 1 \log \frac{12}{0.898} + \frac{1.46}{1+1.54} 1 \log \frac{0.898 + 7}{12} \\ &= 0.054 \text{ m} \end{aligned}$$

Langkah selanjutnya adalah mencari kedalaman *settlement* dengan beban pemisalan yang bervariasi. Beban timbunan pemisalan yang digunakan sebesar  $3 \text{ t/m}^2$ ,  $5 \text{ t/m}^2$ ,  $7 \text{ t/m}^2$ ,  $9 \text{ t/m}^2$ ,  $11 \text{ t/m}^2$ ,  $13 \text{ t/m}^2$ ,  $15 \text{ t/m}^2$ ,  $17 \text{ t/m}^2$ ,  $19 \text{ t/m}^2$ , dan  $21 \text{ t/m}^2$ .

**Tabel 5.1** Pemampatan Konsolidasi Akibat Beban Timbunan

No	Beban q (t/m <sup>2</sup> )	Settlement sisi barat (m)	Settlement sisi timur
1	3	0.37	0.23
2	5	0.57	0.34
3	7	0.85	0.5
4	9	1.18	0.73
5	11	1.59	1.05
6	13	2.09	1.45
7	15	2.54	1.82
8	17	2.96	2.15
9	19	3.34	2.46
10	21	3.70	2.73

*Sumber : hasil perhitungan*

Selanjutnya dihitung tinggi  $H_{\text{inisial}}$  dan  $H_{\text{final}}$  akibat pemampatan total.  $H_{\text{inisial}}$  yaitu tinggi timbunan awal yang harus digelar dilapangan agar dapat mencapai tinggi akhir ( $H_{\text{final}}$ ) yang direncanakan dengan menghilangkan *consolidation settlement* pada lapisan *compressible* tersebut. sedangkan Nilai  $H_{\text{final}}$  merupakan nilai  $H_{\text{inisial}}$  dikurangi dengan nilai penurunan akibat timbunan ( $S_c$ ). Berdasarkan perhitungan maka hubungan  $H_{\text{awal}}$ ,  $H_{\text{akhir}}$  dan *settlement* dapat dilihat pada tabel berikut :

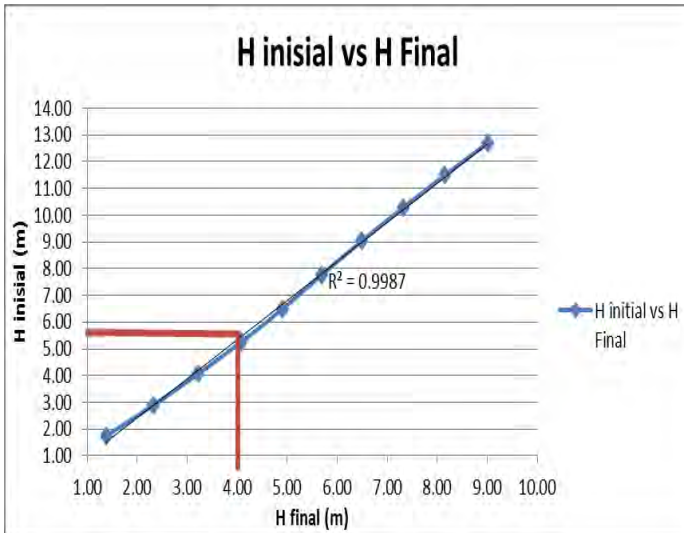
**Tabel 5.2** Hasil Perhitungan  $H_{\text{final}}$  sisi barat

No.	Beban q timbunan $t/m^2$	Sc beban timbunan (m)	H-inisial (m)	H-final (m)
1	3	0.37	1.74	1.37
2	5	0.57	2.89	2.32
3	7	0.85	4.06	3.21
4	9	1.18	5.26	4.09
5	11	1.59	6.50	4.91
6	13	2.09	7.78	5.69
7	15	2.54	9.03	6.49
8	17	2.96	10.27	7.31
9	19	3.34	11.50	8.15
10	21	3.70	12.71	9.01

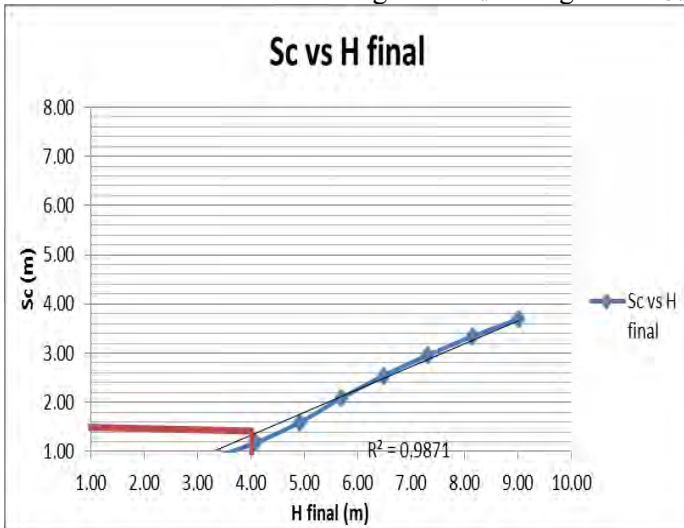
*Sumber : hasil perhitungan*

Untuk mengetahui besarnya  $S_c$  pada masing – masing tinggi timbunan yang direncanakan maka dari **Tabel 5.2** dapat dibuat grafik hubungan antara  $H_{\text{final}}$  vs  $H_{\text{initial}}$ , dan  $H_{\text{final}}$  vs *Settlement* total akibat timbunan yang disajikan dalam **Gambar 5.1** dan **Gambar 5.2**

Dari **Gambar 5.1** Dan **Gambar 5.2** , dapat diketahui tinggi initial yang harus ditimbun pada oprit jembatan sehingga tinggi final yang telah direncanakan dapat mencapai elevasi jembatan meskipun telah mengalami pemampatan. Adapun besar pemampatan dan tinggi initial dapat dilihat pada **Tabel 5.3**



**Gambar 5.1** Grafik Hubungan  $H_{\text{final}}$  dengan  $H_{\text{inisial}}$



**Gambar 5.2** Grafik Hubungan  $H_{\text{final}}$  dengan *Settlement*

Dari perhitungan tinggi timbunan yang dibutuhkan di lapangan ditentukan untuk mencapai elevasi yang diinginkan yaitu sebesar 4 m. Untuk itu diperlukan tinggi timbunan di lapangan sebesar 5.5 meter di sisi barat dan 5 meter di sisi timur. Berdasarkan grafik hubungan  $H_{awal}$  dan  $H_{akhir}$ , serta grafik hubungan  $H_{akhir}$  dan *Settlement*, maka dapat diketahui masing masing timbunan yang dibutuhkan dan diplot pada **Gambar 5.1** dan **5.2**

**Tabel 5.3** Besar H initial pada masing-masing lokasi

Lokasi	Sc total (m)	H Inisial (m)	H Final (m)
Sisi Barat	1.50	5.50	4.00
Sisi Timur	1.00	5.00	4.00

*Sumber : hasil perhitungan*

### 5.1.3 Stabilitas Timbunan dengan Program XSTABL

Dari perhitungan sebelumnya telah didapatkan  $H_{initial}$  untuk masing-masing oprit. Tahapan selanjutnya adalah menghitung stabilitas timbunan dengan cara melakukan pengecekan dengan menggunakan program XSTABL. Dari perhitungan angka keamanan dengan program XSTABL didapatkan nilai  $SF < 1$  yang berarti kemungkinan terjadi longsor cukup besar. Angka keamanan (SF) yang didapat untuk masing – masing oprit dapat dilihat pada **Tabel 5.4**

**Tabel 5.4** Angka Keamanan untuk Sisi Barat dan Sisi Timur

Lokasi	Sc total (m)	H Inisial (m)	H Final (m)	SF
Sisi Barat	1.50	5.50	4.00	0.62
Sisi Timur	1.00	5.00	4.00	0.59

*Sumber : hasil perhitungan*

Output dari hasil XSTABL terdapat pada **Lampiran 2** dikarenakan kemungkinan longsor maka diperlukan suatu perkuatan untuk menahan kelongsoran.

### 5.1.4 Perhitungan Waktu Konsolidasi

Tanah lempung mempunyai sifat permeabilitas yang kecil sehingga kemampuan mengalirkan air relatif lambat. Hal ini menyebabkan kemampuan mengalirkan air relatif lambat. Hal ini menyebabkan air yang terdesak akibat penambahan beban timbunan, akan keluar dari lapisan lempung dalam jangka waktu yang lama dan menghasilkan pemampatan konsolidasi.

Konsolidasi adalah penurunan yang terkait dengan waktu. Setiap waktunya terdapat tingkat konsolidasi yang telah terjadi ditunjukkan dalam derajat konsolidasi,  $U$  (%). Konsolidasi selesai saat  $U = 100$  %, namun berapa lamakah waktu yang diperlukan untuk mencapai  $U = 100$  % itu yang perlu diketahui :

$$U > 60 \% , T_v = 1,781 - 0,933 \log (100 - U \%)$$

$T_v$  = bilangan tak berdimensi yang disebut faktor waktu.

$$= \frac{C_v \cdot t}{H_{dr}^2}$$

t = waktu yang ditinjau

$H_{dr}$  = panjang aliran rata-rata yang harus ditempuh oleh air pori selama proses konsolidasi.

$$t = \frac{T(H_{dr}gab)^2}{C_vgab}$$

- Menghitung  $C_v$  gabungan

Tingkat penurunan lapisan tanah dapat diperkirakan dengan memakai koefisien konsolidasi,  $C_v$ . Besar koefisien konsolidasi diketahui dari hasil penyelidikan di Laboraturium. Umumnya tiap lapisan tanah mempunyai harga  $C_v$  yang berbeda. Untuk tanah yang berlapis lapis maka harga  $C_v$  digunakan **Persamaan 2.29**.

**Tabel 5.5** Perhitungan  $C_v$  gabungan

Kedalaman (m)	Tebal Lapisan (m)	$C_v$ ( $\text{cm}^2/\text{dtk}$ )	$\sqrt{C_v}$	H/VCv	H/VCv cum	Cv kum	Cv gab
1	1	0.0014400	0.0379	26.35	26.35	0.001440	0.001398
2	1	0.0014400	0.0379	26.35	52.70	0.001440	
3	1	0.0014400	0.0379	26.35	79.06	0.001440	
4	1	0.0016400	0.0405	24.69	103.75	0.001486	
5	1	0.0016400	0.0405	24.69	128.44	0.001515	
6	1	0.0016400	0.0405	24.69	153.14	0.001535	
7	1	0.0013600	0.0369	27.12	180.25	0.001508	
8	1	0.0013600	0.0369	27.12	207.37	0.001488	
9	1	0.0013600	0.0369	27.12	234.49	0.001473	
10	1	0.0013100	0.0362	27.63	262.11	0.001456	
11	1	0.0013100	0.0362	27.63	289.74	0.001441	
12	1	0.0013100	0.0362	27.63	317.37	0.001430	
13	1	0.0013500	0.0367	27.22	344.59	0.001423	
14	1	0.0013500	0.0367	27.22	371.81	0.001418	
15	1	0.0013500	0.0367	27.22	399.02	0.001413	
16	1	0.0014400	0.0379	26.35	425.37	0.001415	
17	1	0.0014400	0.0379	26.35	451.73	0.001416	
18	1	0.0014400	0.0379	26.35	478.08	0.001418	
19	1	0.0012400	0.0352	28.40	506.48	0.001407	
20	1	0.0012400	0.0352	28.40	534.88	0.001398	

*Sumber : hasil perhitungan*



Maka untuk mencari waktu yang diperlukan tanah untuk mencapai konsolidasi U 90% , adalah

Jika, Hdr = 20 m, dan  $C_{vgab} = 0,001398$  maka :

$$T_v = 1,781 - 0,933 \log (100\% - 90\%)$$

$$T_v = 0,848$$

$$t = \frac{T(H_{dr}gab)^2}{C_{vgab}}$$

$$t = \frac{0,848(2000)^2}{0,001398}$$

$$t = 2426055843 \text{ detik}$$

$$1 \text{ minggu} = 604800 \text{ detik}$$

$$t = \frac{2426055843 \text{ detik}}{604800 \text{ detik}}$$

$$t = 4101.34 \text{ minggu}$$

$$= 76.93 \text{ tahun}$$

## 5.2 Perencanaan *Preloading* dengan kombinasi *Prefabricated Vertical Drain* (PVD)

### 5.2.1 Perencanaan *Prefabricated Vertical Drain* (PVD)

Tanah dasar merupakan lapisan tanah kompresibel yang cukup tebal yaitu 20 meter untuk sisi barat dan 15 meter untuk sisi timur. Seperti yang telah dijelaskan pada sub bab sebelumnya, waktu yang diperlukan untuk menghabiskan pemampatan sebesar waktu konsolidasi yaitu sebesar 76.93 tahun (sisi barat) dan 45.014 tahun (sisi timur), sehingga dikhawatirkan akan terjadi *differential settlement* pada tanah timbunan yang berakibat bahu jalan kereta api menjadi lebih cepat rusak. Untuk itu, diperlukan suatu metode yang dapat mempercepat proses pemampatan konsolidasi. Metode

yang dipilih dalam Tugas Akhir ini adalah dengan pemasangan *Prefabricated Vertical Drain* (PVD):.

### 1. Perencanaan Jarak Pemasangan PVD Pola Segiempat

PVD dipasang sesuai kedalaman rencana dengan pola pemasangan segi empat. Dimensi PVD yang dipakai adalah lebar 100 mm dan tebal 4 mm (lihat spesifikasi pada lampiran).

Pemasangan PVD direncanakan dengan beberapa variasi jarak untuk mengetahui berapa lamakah waktu yang diperlukan untuk mencapai derajat konsolidasi  $U = 90\%$ . Jarak PVD akan menentukan harga  $F(n)$  yang merupakan faktor hambatan akibat jarak pemasangan PVD yang kemudian dipakai untuk menghitung waktu konsolidasi ( $t$ ), khususnya konsolidasi horizontal. Berikut akan diuraikan langkah - langkah perhitungan:

Contoh Desain Rencana :

- Dimensi PVD =  $10 \times 0,4 \text{ cm}^2$
- Jarak Pemasangan PVD ( $S$ ) = 100 cm
- Pola pemasangan segi empat,  $D = 1,13 S$   
 $D = 1,13 S = 1,13 \times 100 = 113 \text{ cm}$

$$dw = \frac{(a+b)}{2} = \frac{10+0,4}{2} = 5.2 \text{ cm}$$

$$n = \frac{D}{dw} = \frac{113}{5.2} = 21.73$$

Karena nilai  $n > 20$ , maka dipakai rumus:

$$F(n) = \ln(n) - \frac{3}{4} = 2.33$$

Hasil perhitungan seluruhnya ditabelkan pada **Tabel 5.6.**

**Tabel 5.6** Rencana Pemasangan PVD dengan pola segiempat dengan berbagai variasi jarak

JARAK PVD S (m)	D (m)	a (m)	b (m)	dw (m)	n	F(n)
0.50	0.57	0.10	0.004	0.05	10.87	1.65
0.80	0.90	0.10	0.004	0.05	17.38	2.11
1.00	1.13	0.10	0.004	0.05	21.73	2.33
1.20	1.36	0.10	0.004	0.05	26.08	2.51
1.30	1.47	0.10	0.004	0.05	28.25	2.59
1.40	1.58	0.10	0.004	0.05	30.42	2.67
1.50	1.70	0.10	0.004	0.05	32.60	2.73
2.00	2.26	0.10	0.004	0.05	43.46	3.02
2.50	2.83	0.10	0.004	0.05	54.33	3.25

*Sumber : hasil perhitungan*

Pemasangan PVD menyebabkan terjadinya dua arah konsolidasi yaitu vertikal ( $U_v$ ) dan horisontal ( $U_h$ ). Kedua arah konsolidasi tersebut kemudian digabungkan sehingga diperoleh konsolidasi gabungan ( $U_{gab}$ ), perhitungannya sebagai berikut :

- Konsolidasi Vertikal ( $U_v$ )

$$t = 1 \text{ minggu} = 60 \times 60 \times 24 \times 7 = 604800 \text{ detik}$$

$$C_v \text{ gab} = 0,001398 \text{ cm}^2/\text{det}$$

$$\text{Hdr (panjang /kedalaman PVD)} = 20 \text{ m} = 2000 \text{ cm}$$

$$T_v = \frac{C_v \text{ gab} \times t}{\text{Hdr}^2} = \frac{0,001398 \times 604800}{(2000)^2} = 0.0002114$$

$$U_v = \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}} \times 100\% = \sqrt{\frac{4 \times 0.0002114}{\pi}} \times 100\% = 1,64\%$$

- Konsolidasi Horizontal ( $U_h$ )

$$t = 1 \text{ minggu} = 60 \times 60 \times 24 \times 7 = 604800 \text{ detik}$$

$$C_h = 2C_v = 2 \times 0,001398 \text{ cm}^2/\text{det} = 0,002796 \text{ cm}^2/\text{det}$$

$$S = 1 \text{ m}, D = 1,13 \text{ m} = 113 \text{ cm}$$

$$t = \left( \frac{D^2}{8 \cdot C_h} \right) \cdot (2xf(n)) \cdot \ln \left( \frac{1}{1 - \bar{U}_h} \right)$$

$$604800 = \left( \frac{113^2}{8 \cdot 0,002796} \right) \cdot (2 \times 2,33) \cdot \ln \left( \frac{1}{1 - \bar{U}_h} \right)$$

$$\frac{604800}{2660208,33} = \ln \left( \frac{1}{1 - \bar{U}_h} \right)$$

$$e^{0,22735} = \left( \frac{1}{1 - \bar{U}_h} \right)$$

$$1,4887 = \frac{1}{1 - \bar{U}_h}$$

$$1,4887 - 1,4887\bar{U}_h = 1$$

$$\bar{U}_h = \frac{1,4887 - 1}{1,4887} = 32,8\%$$

- Konsolidasi Gabungan ( $U_{gab}$ )

$$U_v = 1,64 \%$$

$$U_h = 32,8 \%$$

$$\begin{aligned} U_{gab} &= [1 - (1 - U_h) \cdot (1 - U_v)] \times 100\% \\ &= [1 - (1 - 0,328) \cdot (1 - 0,0164)] \times 100\% \\ &= 33,944\% \end{aligned}$$

**Tabel 5.7** adalah hasil perhitungan konsolidasi dengan PVD untuk berbagai variasi jarak pemasangan (S) PVD.

Perencanaan :

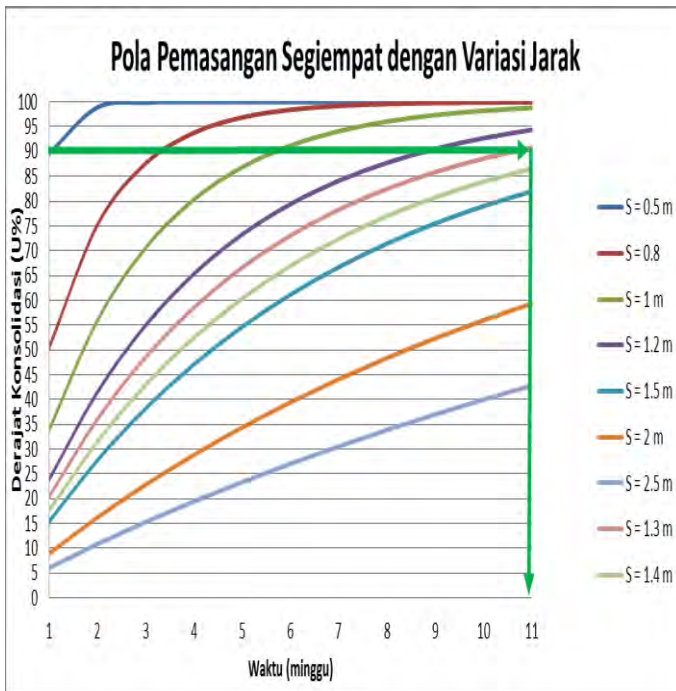
- Pola Segiempat
- Dimensi PVD =  $10 \times 0,4 \text{ cm}^2$

**Tabel 5.7** Derajat konsolidasi gabungan untuk ukuran PVD  $a=10\text{cm}$  ;  $b=0,4\text{cm}$  dengan pola segi empat, kedalaman PVD 20m

t (minggu)	Tv	Uv (%)	S = 0.5 m		S = 0.8 m		S = 1 m		S = 1.2 m	
			Uh (%)	Ugab (%)	Uh (%)	Ugab (%)	Uh (%)	Ugab (%)	Uh (%)	Ugab (%)
1	0.0002114	0.01640622	0.935	93.564	0.561	56.802	0.379	38.900	0.264	27.563
2	0.0004228	0.0232019	0.996	99.582	0.807	81.159	0.614	62.307	0.458	47.022
3	0.0006342	0.0284164	1.000	99.973	0.915	91.770	0.760	76.711	0.601	61.192
4	0.0008456	0.03281244	1.000	99.998	0.963	96.402	0.851	85.598	0.706	71.549
5	0.001057	0.03668542	1.000	100.000	0.984	98.426	0.908	91.090	0.783	79.131
6	0.00126841	0.04018686	1.000	100.000	0.993	99.311	0.943	94.485	0.840	84.687
7	0.00147981	0.04340677	1.000	100.000	0.997	99.699	0.964	96.586	0.883	88.760
8	0.00169121	0.04640379	1.000	100.000	0.999	99.868	0.978	97.886	0.913	91.748
9	0.00190261	0.04921865	1.000	100.000	0.999	99.942	0.986	98.690	0.936	93.941
10	0.00211401	0.05188102	1.000	100.000	1.000	99.975	0.991	99.189	0.953	95.550
11	0.00232541	0.05441327	1.000	100.000	1.000	99.989	0.995	99.497	0.965	96.732
S = 1.3 m			S = 1.4 m		S = 1.5 m		S = 2 m		S = 2.5 m	
Uh (%)	Ugab (%)	Uh (%)	Ugab (%)	Uh (%)	Ugab (%)	Uh (%)	Ugab (%)	Uh (%)	Ugab (%)	
0.223	23.579	0.191	20.381	0.164	17.791	0.087	10.200	0.053	6.827	
0.396	41.034	0.345	35.997	0.301	31.764	0.166	18.582	0.103	12.350	
0.531	54.430	0.470	48.468	0.416	43.272	0.239	26.064	0.150	17.415	
0.636	64.754	0.571	58.475	0.512	52.801	0.305	32.803	0.195	22.123	
0.717	72.725	0.652	66.522	0.592	60.709	0.366	38.897	0.237	26.525	
0.780	78.886	0.719	72.999	0.659	67.280	0.421	44.417	0.277	30.652	
0.829	83.650	0.772	78.217	0.715	72.744	0.471	49.424	0.316	34.529	
0.867	87.336	0.816	82.423	0.762	77.291	0.517	53.970	0.352	38.176	
0.897	90.190	0.851	85.814	0.801	81.076	0.559	58.100	0.386	41.609	
0.920	92.399	0.879	88.549	0.834	84.227	0.598	61.854	0.418	44.842	
0.938	94.110	0.902	90.755	0.861	86.852	0.633	65.266	0.449	47.890	

*Sumber : hasil perhitungan*

Pemilihan jarak pemasangan PVD dari tabel di atas, didasarkan pada pertimbangan waktu yang dijadwalkan proyek untuk menunggu proses konsolidasi mencapai 90%. Waktu yang dijadwalkan proyek untuk menunggu proses konsolidasi adalah 3 bulan maka dipilih jarak pemasangan PVD 1.3 m dengan waktu tunggu proses konsolidasi 90% selama 11 minggu.



**Gambar 5.3** Grafik Hubungan antara Derajat Konsolidasi dan Waktu PVD Pola Segiempat

## 2. Perencanaan Jarak Pemasangan PVD Pola Segitiga

PVD dipasang sesuai kedalaman rencana dengan pola pemasangan segi tiga. Dimensi PVD yang dipakai adalah lebar 100 mm dan tebal 4 mm (lihat spesifikasi pada lampiran).

Pemasangan PVD direncanakan dengan beberapa variasi jarak untuk mengetahui berapa lamakah waktu yang diperlukan untuk mencapai derajat konsolidasi  $U = 90\%$ . Jarak PVD akan menentukan harga  $F(n)$  yang merupakan faktor hambatan akibat jarak pemasangan

PVD yang kemudian dipakai untuk menghitung waktu konsolidasi ( $t$ ), khususnya konsolidasi horizontal. Berikut akan diuraikan langkah - langkah perhitungan:

Contoh Desain Rencana :

- Dimensi PVD =  $10 \times 0,4 \text{ cm}^2$
- Jarak Pemasangan PVD ( $S$ ) = 100 cm
- Pola pemasangan segi empat,  $D = 1.05 S$   
 $D = 1.05 S = 1.05 \times 100 = 105 \text{ cm}$

$$dw = \frac{(a+b)}{2} = \frac{10+0,4}{2} = 5.2 \text{ cm}$$

$$n = \frac{D}{dw} = \frac{105}{5.2} = 20.19$$

Karena nilai  $n > 20$ , maka dipakai rumus:

$$F(n) = \ln(n) - \frac{3}{4} = 2.26$$

Hasil perhitungan seluruhnya ditabelkan pada **Tabel 5.8**

**Tabel 5.8** Rencana Pemasangan PVD dengan pola segitiga dengan berbagai variasi jarak

JARAK PVD S (m)	D (m)	a (m)	b (m)	dw (m)	n	F(n)
0.50	0.53	0.10	0.004	0.05	10.10	1.58
0.80	0.84	0.10	0.004	0.05	16.15	2.04
1.00	1.05	0.10	0.004	0.05	20.19	2.26
1.20	1.26	0.10	0.004	0.05	24.23	2.44
1.30	1.37	0.10	0.004	0.05	26.25	2.52
1.40	1.47	0.10	0.004	0.05	28.27	2.59
1.50	1.58	0.10	0.004	0.05	30.29	2.66
2.00	2.10	0.10	0.004	0.05	40.38	2.95
2.50	2.63	0.10	0.004	0.05	50.48	3.17

umber : hasil perhitungan

Pemasangan PVD menyebabkan terjadinya dua arah konsolidasi yaitu vertikal ( $U_v$ ) dan horisontal ( $U_h$ ).

Kedua arah konsolidasi tersebut kemudian digabungkan sehingga diperoleh konsolidasi gabungan (U<sub>gab</sub>), perhitungannya sebagai berikut :

- Konsolidasi Vertikal (U<sub>v</sub>)

$$t = 1 \text{ minggu} = 60 \times 60 \times 24 \times 7 = 604800 \text{ detik}$$

$$C_v \text{ gab} = 0,001398 \text{ cm}^2/\text{det}$$

$$H_{dr} \text{ (panjang /kedalaman PVD)} = 20 \text{ m} = 2000 \text{ cm}$$

$$T_v = \frac{C_{v_{gab}} t}{H_{dr}^2} = \frac{0,001398 \times 604800}{(2000)^2} = 0.0002114$$

$$U_v = \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}} \times 100\% = \sqrt{\frac{4 \times 0.0002114}{\pi}} \times 100\% = 1,64\%$$

- Konsolidasi Horizontal (U<sub>h</sub>)

$$t = 1 \text{ minggu} = 60 \times 60 \times 24 \times 7 = 604800 \text{ detik}$$

$$C_h = 2C_v = 2 \times 0,001398 \text{ cm}^2/\text{det} = 0,002796 \text{ cm}^2/\text{det}$$

$$S = 1 \text{ m}, D = 1.05 \text{ m} = 105 \text{ cm}$$

$$t = \left( \frac{D^2}{8 \cdot C_h} \right) \cdot (2 \cdot f(n)) \cdot \ln \left( \frac{1}{1 - \bar{U}_h} \right)$$

$$604800 = \left( \frac{105^2}{8 \cdot 0,002796} \right) \cdot (2 \times 2.26) \cdot \ln \left( \frac{1}{1 - \bar{U}_h} \right)$$

$$\frac{604800}{2227870.17} = \ln \left( \frac{1}{1 - \bar{U}_h} \right)$$

$$e^{0.4748} = \left( \frac{1}{1 - \bar{U}_h} \right)$$

$$1.6078 = \frac{1}{1 - \bar{U}_h}$$

$$1.6078 - 1.6078 \bar{U}_h = 1$$



$$U_h = \frac{1.6078 - 1}{1.6078} = 37.88\%$$

• Konsolidasi Gabungan (Ugab)

$$U_v = 1.64 \%$$

$$U_h = 37.88 \%$$

$$U_{gab} = [1 - (1 - U_h) \cdot (1 - U_v)] \times 100\%$$

$$= [1 - (1 - 0.3788) \cdot (1 - 0.0164)] \times 100\%$$

$$= 38.9\%$$

**Tabel 5.9** adalah hasil perhitungan konsolidasi dengan PVD untuk berbagai variasi jarak pemasangan (S) PVD.

Perencanaan :

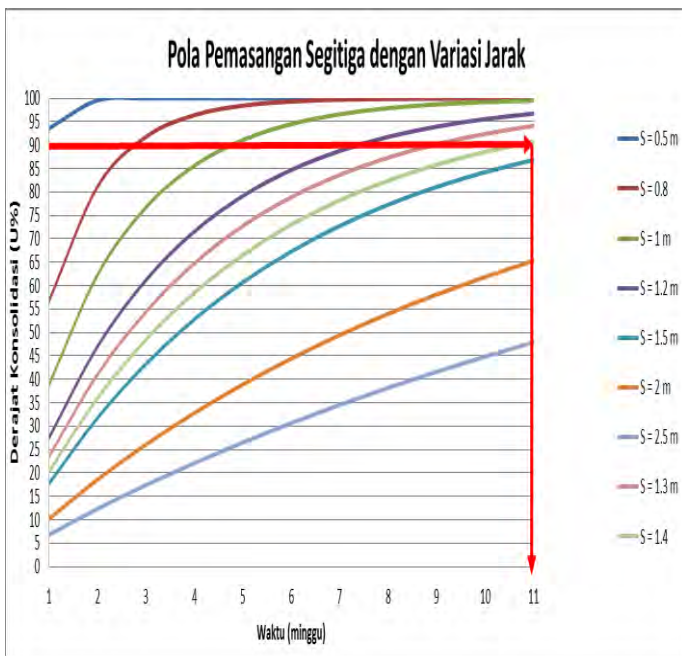
- Pola Segitiga
- Dimensi PVD = 10 x 0,4 cm<sup>2</sup>

**Tabel 5.9** Derajat konsolidasi gabungan untuk ukuran PVD a=10cm ; b=0,4cm dengan pola segitiga, kedalaman PVD 20m

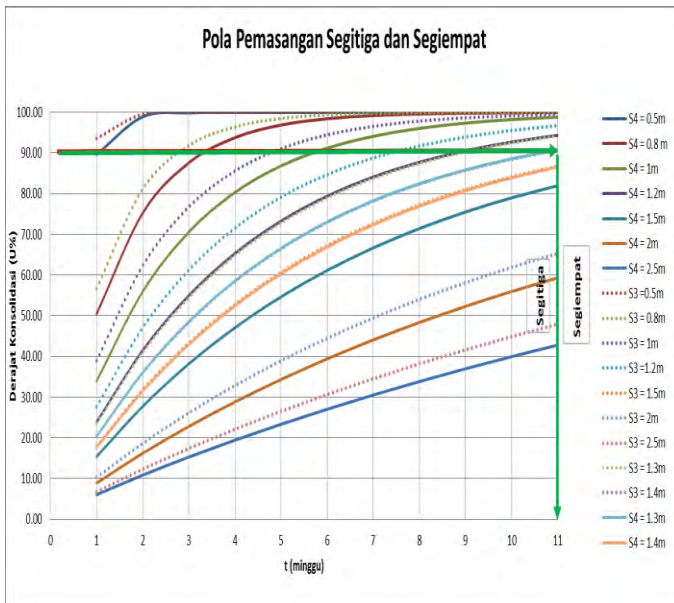
t (minggu)	Tv	Uv (%)	S = 0.5 m		S = 0.8 m		S = 1 m		S = 1.2 m	
			Uh (%)	Ugab (%)	Uh (%)	Ugab (%)	Uh (%)	Ugab (%)	Uh (%)	Ugab (%)
1	0.00021	0.01641	0.895	89.644	0.496	50.467	0.328	33.944	0.226	23.886
2	0.00042	0.0232	0.989	98.917	0.746	75.228	0.549	55.945	0.401	41.508
3	0.00063	0.02842	0.999	99.887	0.872	87.592	0.697	70.571	0.537	54.979
4	0.00085	0.03281	1.000	99.988	0.936	93.779	0.797	80.326	0.641	65.319
5	0.00106	0.03669	1.000	99.999	0.968	96.880	0.863	86.840	0.723	73.270
6	0.00127	0.04019	1.000	100.000	0.984	98.434	0.908	91.194	0.785	79.391
7	0.00148	0.04341	1.000	100.000	0.992	99.214	0.938	94.106	0.834	84.105
8	0.00169	0.0464	1.000	100.000	0.996	99.606	0.959	96.054	0.871	87.739
9	0.0019	0.04922	1.000	100.000	0.998	99.802	0.972	97.358	0.901	90.540
10	0.00211	0.05188	1.000	100.000	0.999	99.901	0.981	98.231	0.923	92.700
11	0.00233	0.05441	1.000	100.000	0.999	99.950	0.987	98.815	0.940	94.366
S = 1.3 m			S = 1.4 m		S = 1.5 m		S = 2 m		S = 2.5 m	
Uh (%)	Ugab (%)		Uh (%)	Ugab (%)	Uh (%)	Ugab (%)	Uh (%)	Ugab (%)	Uh (%)	Ugab (%)
0.191	20.409	0.163	17.636	0.140	15.401	0.074	8.903	0.045	6.036	
0.345	36.041	0.299	31.507	0.260	27.739	0.142	16.212	0.087	10.855	
0.470	48.521	0.413	42.952	0.364	38.180	0.206	22.812	0.128	15.293	
0.571	58.532	0.508	52.445	0.453	47.069	0.264	28.835	0.167	19.444	
0.653	66.579	0.588	60.338	0.529	54.656	0.319	34.353	0.204	23.352	
0.719	73.055	0.655	66.909	0.595	61.142	0.369	39.421	0.240	27.043	
0.773	78.269	0.711	72.383	0.652	66.690	0.415	44.082	0.274	30.536	
0.816	82.471	0.758	76.947	0.700	71.440	0.459	48.373	0.306	33.848	
0.851	85.857	0.798	80.753	0.742	75.508	0.499	52.326	0.337	36.991	
0.880	88.588	0.830	83.928	0.778	78.993	0.536	55.969	0.367	39.975	
0.903	90.790	0.858	86.578	0.809	81.980	0.570	59.329	0.395	42.810	

*Sumber : hasil perhitungan*

Pemilihan jarak pemasangan PVD dari tabel di atas, didasarkan pada pertimbangan waktu yang dijadwalkan proyek untuk menunggu proses konsolidasi mencapai 90%. Waktu yang dijadwalkan proyek untuk menunggu proses konsolidasi adalah 3 bulan maka dipilih jarak pemasangan PVD 1.4 m dengan waktu tunggu proses konsolidasi 90% selama 11 minggu.



**Gambar 5.4** Grafik Hubungan antara Derajat Konsolidasi dan Waktu PVD Pola Segitiga



**Gambar 5.5** Grafik Hubungan antara Derajat Konsolidasi dan Waktu PVD Pola Segiempat dan pola segitiga.

Dari grafik perbandingan di atas didapatkan waktu konsolidasi 90% pada PVD dengan pola segitiga adalah 11 minggu dengan jarak 1.4 meter, sedangkan pada PVD dengan pola segiempat adalah 11 minggu. Maka pola pemasangan yang dipilih adalah pola segitiga.

### 5.2.2 Kenaikan Daya Dukung Tanah

Pada pelaksanaan di lapangan, timbunan tidak langsung diurug di tanah dasar tetapi diletakan secara bertahap direncanakan memiliki kecepatan 50 cm per minggu. Sehingga jumlah pentahapan untuk mencapai  $H_{final}$  tersebut adalah :

- $H_{initial}$  = 5.5 Meter
- Jumlah pentahapan =  $5 / 0.5$   
= 11 tahap

Untuk mengawali penimbunan, langkah pertama yang harus dilakukan adalah mencari tinggi kritis ( $H_{cr}$ ) yang mampu dipikul oleh tanah dasar. Tinggi kritis dicari dengan menggunakan program XSTABL dan didapatkan tinggi kritis = 3.5 meter dengan  $SF = 1.2$ . karena tinggi timbunan kritis yang mampu diterima tanah ( $H_{cr}$ ) adalah 3.5 meter maka pentahapan penimbunan untuk tahap 1 s.d 7 dapat dilakukan secara menerus. Untuk tahap berikutnya, daya dukung tanah dasar harus cukup kuat menumpu penimbunan berikutnya, untuk itu harus dilakukan pengecekan daya dukung tanah terlebih dahulu.

Setelah didapatkan tinggi timbunan kritis, maka langkah selanjutnya adalah mencari  $C_u$  baru untuk menentukan apakah tanah mampu menahan beban apabila tahapan selanjutnya dilakukan secara menerus ataukah harus dilakukan penundaan karena tanah belum cukup kuat memikul beban timbunan tersebut. Adapun langkah mencari  $C_u$  baru adalah sebagai berikut:

- **Menentukan tahapan penimbunan sampai tinggi  $H_{cr}$**

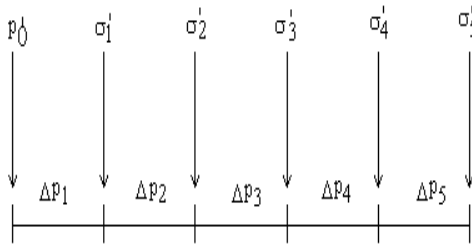
Tahapan penimbunan sampai tahap ke 7 disajikan dalam **Tabel 5.10**

**Tabel 5.10** Tahapan Penimbunan Minggu ke - 7

Tinggi Timbunan	Waktu (minggu)						
	0.5 m	1 m	1.5 m	2 m	2.5 m	3 m	3.5 m
0.5 m	1						
1 m	2	1					
1.5 m	3	2	1				
2 m	4	3	2	1			
2.5 m	5	4	3	2	1		
3 m	6	5	4	3	2	1	
3.5 m	7	6	5	4	3	2	1

*Sumber : hasil perhitungan*

- **Menentukan tegangan di tiap lapisan tanah untuk derajat konsolidasi 100 %**



**Gambar 5.6** Sketsa perubahan tegangan akibat beban bertahap untuk satu lapisan

$$\sigma_1 = p_0 + \Delta P_1$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta P_2 \text{ dan seterusnya hingga } \sigma_7$$

Harga  $p_0$ ,  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  dan seterusnya berbeda-beda untuk setiap kedalaman tanah.

$$\Delta P_1 = I * q$$

Dimana :

$$\begin{aligned} q &= H_{\text{timb tahap ke-I}} \times \gamma_{\text{timb}} \\ &= 0.5 \times 1.9 \\ &= 0.95 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Untuk hasil perhitungan perubahan tegangan akibat beban bertahap dari tahap 1 s.d. tahap 7 dengan derajat konsolidasi 100 %, dapat dilihat pada **Tabel 5.11**.

- **Menentukan tegangan di tiap lapisan tanah untuk derajat konsolidasi 100 %**

Untuk menghitung penambahan tegangan efektif apabila derajat konsolidasi kurang dari 100 % maka dipakai derajat konsolidasi total ( $U_{\text{total}}$ ) pada pemasangan PVD pola segitiga dengan jarak 1.4 meter. Derajat konsolidasi total ( $U_{\text{total}}$ ) lapisan pertama ataupun kedua digunakan untuk merumuskan perubahan tegangan di tiap lapisan tanah untuk menghitung derajat konsolidasi kurang dari 100 %. Untuk tabel penambahan tegangan efektif, disajikan pada **Tabel 5.12**

**Tabel 5.11** Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan pada Derajat Konsolidasi  $U=100\%$

No.	Derajat Konsolidasi 100%									
	Tegangan		Po' (t/m <sup>2</sup> )	σ1' (t/m <sup>2</sup> )	σ2' (t/m <sup>2</sup> )	σ3' (t/m <sup>2</sup> )	σ4' (t/m <sup>2</sup> )	σ5' (t/m <sup>2</sup> )	σ6' (t/m <sup>2</sup> )	σ7' (t/m <sup>2</sup> )
	Kedalaman (m)	H = 0 m	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	
1	0	1	0.299	1.25	2.20	3.15	4.10	5.05	6.00	6.95
2	1	2	0.898	1.85	2.80	3.75	4.70	5.65	6.60	7.55
3	2	3	1.496	2.43	3.36	4.29	5.22	6.15	7.08	8.01
4	3	4	2.133	3.04	3.96	4.87	5.78	6.69	7.60	8.52
5	4	5	2.769	3.64	4.52	5.39	6.26	7.14	8.01	8.89
6	5	6	3.405	4.26	5.11	5.97	6.82	7.68	8.53	9.39
7	6	7	4.067	4.90	5.74	6.58	7.41	8.25	9.08	9.92
8	7	8	4.730	5.55	6.36	7.18	8.00	8.81	9.63	10.45
9	8	9	5.392	6.19	6.99	7.79	8.58	9.38	10.18	10.98
10	9	10	6.032	6.81	7.59	8.37	9.15	9.93	10.71	11.48
11	10	11	6.671	7.43	8.19	8.95	9.71	10.47	11.23	11.99
12	11	12	7.310	8.03	8.75	9.48	10.20	10.92	11.64	12.36
13	12	13	7.940	8.62	9.31	9.99	10.68	11.36	12.04	12.73
14	13	14	8.569	9.23	9.90	10.56	11.23	11.89	12.56	13.22
15	14	15	9.198	9.84	10.49	11.14	11.78	12.43	13.07	13.72
16	15	16	9.861	10.49	11.12	11.74	12.37	13.00	13.62	14.25
17	16	17	10.524	11.11	11.70	12.29	12.88	13.47	14.06	14.65
18	17	18	11.187	11.76	12.33	12.90	13.47	14.04	14.61	15.18
19	18	19	11.869	12.42	12.97	13.52	14.07	14.62	15.18	15.73
20	19	20	12.551	13.08	13.62	14.15	14.68	15.21	15.74	16.28

*Sumber : hasil perhitungan*

**Tabel 5.12** Tabel Penambahan Tegangan Efektif Lapisan pertama apabila Derajat Konsolidasi < 100%

Tahapan Timbunan (m)	Umur Timb (minggu)	Derajat Kons Utotol (%)	$\Delta P_1$ pada U<100%
Tanah Asli		100	
0.0 - 0.5	7	78.22	$\left[ \left( \frac{\sigma'_1}{p'_0} \right)^U \cdot p'_0 \right] - p'_0$
0.5 - 1.00	6	73.00	$\left[ \left( \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \right)^U \cdot \sigma'_1 \right] - \sigma'_1$
1.00 - 1.50	5	66.52	$\left[ \left( \frac{\sigma'_3}{\sigma'_2} \right)^U \cdot \sigma'_2 \right] - \sigma'_2$
1.50 - 2.00	4	58.48	$\left[ \left( \frac{\sigma'_4}{\sigma'_3} \right)^U \cdot \sigma'_3 \right] - \sigma'_3$
2.00 - 2.50	3	48.47	$\left[ \left( \frac{\sigma'_5}{\sigma'_4} \right)^U \cdot \sigma'_4 \right] - \sigma'_4$
2.50 - 3.00	2	36.00	$\left[ \left( \frac{\sigma'_6}{\sigma'_5} \right)^U \cdot \sigma'_5 \right] - \sigma'_5$
3.00 - 3.50	1	20.38	$\left[ \left( \frac{\sigma'_7}{\sigma'_6} \right)^U \cdot \sigma'_6 \right] - \sigma'_6$

*Sumber : hasil perhitungan*

- **Menghitung kenaikan daya dukung tanah (akibat kenaikan harga  $C_u$ )**

Harga  $C_u$  baru diperoleh dengan menggunakan persamaan berikut :

- Untuk harga PI tanah < 120% (kg/cm<sup>2</sup>)

$$C_u = 0.0737 + (0.1899 - 0.0016PI)\sigma_p'$$

- Untuk harga PI tanah > 120% (kg/cm<sup>2</sup>)

$$C_u = 0.0737 + (0.0454 - 0.00004 PI)\sigma_p'$$

Hasil perhitungan harga  $C_u$  baru akan ditampilkan pada **Tabel 5.14**

**Tabel 5.13** Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah pada Derajat Konsolidasi,  $U < 100\%$

Derajat Konsolidasi $U < 100\%$								
Perubahan Tegangan	$P_o$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P_1$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P_2$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P_3$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P_4$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P_5$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P_6$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P_7$ (t/m <sup>2</sup> )
Tinggi Penimbunan	H = 0 m	H = 0.5 m	H = 1 m	H = 1.5 m	H = 2 m	H = 2.5 m	H = 3 m	H = 3.5 m
Umur Timbunan (minggu)	-	7	6	5	4	3	2	1
Kedalaman (m)	100	78.22	73.00	66.52	58.48	48.47	36.00	20.38
0	1	0.299	0.616	0.944	1.160	1.267	1.209	0.943
1	2	0.898	0.681	1.229	1.351	1.449	1.353	1.040
2	3	1.496	0.688	1.501	1.517	1.608	1.473	1.119
3	4	2.133	0.685	1.779	1.697	1.778	1.602	1.204
4	5	2.769	0.663	2.027	1.858	1.924	1.708	1.271
5	6	3.405	0.652	2.281	2.045	2.093	1.837	1.356
6	7	4.067	0.640	2.534	2.244	2.269	1.972	1.445
7	8	4.730	0.628	2.777	2.447	2.444	2.107	1.534
8	9	5.392	0.615	3.010	2.654	2.618	2.242	1.623
9	10	6.032	0.601	3.226	2.856	2.785	2.372	1.708
10	11	6.671	0.587	3.434	3.061	2.952	2.501	1.794
11	12	7.310	0.559	3.606	3.252	3.093	2.608	1.861
12	13	7.940	0.530	3.764	3.442	3.230	2.712	1.926
13	14	8.569	0.516	3.942	3.653	3.391	2.839	2.010
14	15	9.198	0.502	4.114	3.865	3.552	2.966	2.093
15	16	9.861	0.487	4.290	4.092	3.722	3.101	2.182
16	17	10.524	0.458	4.420	4.307	3.866	3.213	2.253
17	18	11.187	0.443	4.579	4.539	4.034	3.349	2.342
18	19	11.869	0.429	4.737	4.781	4.208	3.488	2.434
19	20	12.551	0.414	4.888	5.024	4.381	3.628	2.526

*Sumber : hasil perhitungan*



**Tabel 5.14** Perubahan Nilai  $C_u$  pada Minggu Ketujuh

Kedalaman (m)		PI	Cu lama (t/m <sup>2</sup> )	Cu baru (t/m <sup>2</sup> )
0	1	39.02	1.920	1.618
1	2	39.02	1.920	1.823
2	3	39.02	1.920	2.006
3	4	36.47	0.890	2.246
4	5	36.47	0.890	2.426
5	6	36.47	0.890	2.621
6	7	34.41	0.470	2.877
7	8	34.41	0.470	3.084
8	9	34.41	0.470	3.289
9	10	35.42	1.280	3.454
10	11	35.42	1.280	3.648
11	12	35.42	1.280	3.823
12	13	32.39	9.600	4.113
13	14	32.39	9.600	4.308
14	15	32.39	9.600	4.502
15	16	24.42	2.710	5.074
16	17	24.42	2.710	5.275
17	18	24.42	2.710	5.497
18	19	31.02	2.940	5.376
19	20	31.02	2.940	5.587

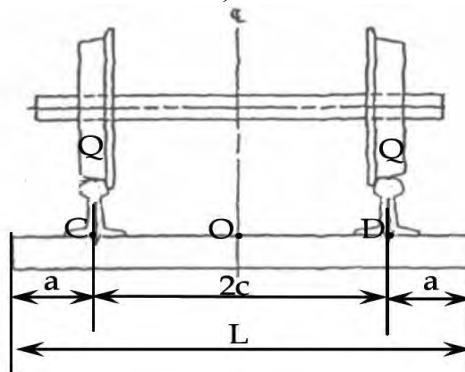
*Sumber : hasil perhitungan*

sehingga diperoleh harga  $C_u$  baru. Berdasarkan hasil perhitungan, diketahui harga  $C_u$  mengalami kenaikan, tetapi dari harga  $C_u$  baru timbunan hanya bisa dikerjakan sampai 3.5 meter dengan beberapa kali penundaan sampai minggu ke 15, karena alasan penundaan yang cukup lama maka perlu diberikan perkuatan pada tanah. Perkuatan diberikan dengan menggunakan geotextile atau micropile. Karena tanah telah diberi perkuatan, tahapan penimbunan bisa dilakukan dengan menerus tanpa adanya penundaan.

### 5.3 Perencanaan Beban

Pada perhitungan beban akibat kereta api beban-beban yang perlu dianalisa adalah beban gandar rel, bantalan, serta balas. Untuk menganalisa beban yang terjadi akibat gandar rel, bantalan, serta balas, maka perlu diketahui spesifikasi yang digunakan. Berikut ini adalah spesifikasi yang dipakai dalam menghitung beban akibat Lalu Lintas Kereta Api:

- Lebar Jalan Rel 1067 mm
- Kelas Jalan 1
- $V_{\max}$  kereta Api 120 km/jam
- $P_{\max}$  gandar sebesar 18 ton
- Persentase beban yang dilimpahkan ke struktur bantalan sebesar 55%
- Panjang bantalan beton 200 cm
- Lebar bantalan beton 25,3 cm
- Inersia bantalan sebesar  $12644,55 \text{ cm}^4$
- Elastisitas bantalan sebesar  $143108 \text{ kg/cm}^2$
- Timbunan balas ditentukan sebesar 45 cm dengan nilai  $k_e = 9 \text{ kg/cm}^3$
- Nilai  $a$  ditentukan sebesar 46,65 cm dan nilai  $c$  ditentukan sebesar 53,35 cm



**Gambar 5.7** Penampang Rel Kereta Api

## 1. Dengan Metode BoEF

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{9 \times 25.3}{4(143108)(12644.55)}} = 0.01332$$

$$P_d = \left[ 1 + 0.01 * \left( \frac{V}{1.609} - 5 \right) P_s \right] * \% \text{beban}$$

$$= \left[ 1 + 0.01 * \left( \frac{1,25 \times 120}{1.609} - 5 \right) 18000 \right] * 55\% = 8735.33 \text{ kg}$$

Jika :

$$\lambda l = 2,664 : \lambda a = 0,6214 : 2\lambda a = 1,2428 : 2\lambda c = 1,4212$$

Maka :

$$y = \frac{P\lambda}{2k} \frac{1}{\sin \lambda L + \sinh \lambda L} [ 2 \cosh^2 \lambda a (\cos 2\lambda c + \cosh \lambda L) + 2 \cos^2 \lambda a (\cosh 2\lambda c + \cos \lambda L) + \sinh 2\lambda a (\sin 2\lambda c - \sinh \lambda L) - \sin 2\lambda a (\sinh 2\lambda c - \sin \lambda L) ]$$

$$y = \frac{(8735,33 \times 0,013)}{2(9 \times 25,3)} \frac{1}{7,6} (21,17 + 1,72 - 9,77 - 1,41)$$

$$= 0,394$$

$$\sigma_1 = k e * y$$

$$= 9 * 0,394 = 3,546 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{58 * \sigma_1}{10 + d^{1.35}}$$

$$= \frac{58 * 3.546}{10 + 45^{1.35}} = 1.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 11.4 \text{ ton/m}^2$$

## 2. Dengan Metode AREA

$$P_d = \left[ 1 + 0.01 * \left( \frac{V}{1.609} - 5 \right) P_s \right] * \% \text{beban}$$

$$= \left[ 1 + 0.01 * \left( \frac{1,25 * 120}{1.609} - 5 \right) 18 \right] * 55\% = 8.7 \text{ ton}$$

$$\sigma_1 = \frac{3 * P}{b * l}$$

$$= \frac{3 * 8.7}{25,3 * 200} = 5.158 * 10^{-3} \text{ ton / cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{53.87 * \sigma_1}{d^{1.25}}$$

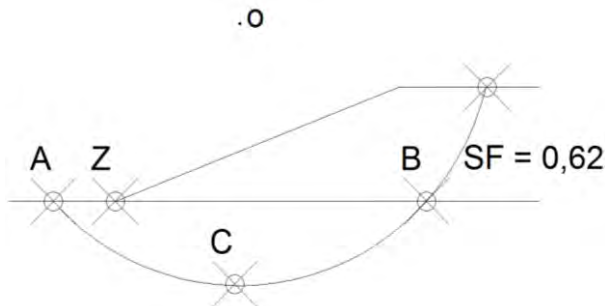
$$= \frac{53.87 * 5.158 * 10^{-3}}{45^{1.25}} = 2.4 * 10^{-3} \text{ ton / cm}^2$$

$$= 24 \text{ ton/m}^2$$

Dari hasil diatas mengindikasikan bahwa metoda AREA terlalu konservatif dengan nilai yang terlalu tinggi, sehingga metode BoEF lebih efisien. Sehingga dipakai nilai  $\sigma_2 = 11.4 \text{ ton/m}^2$

## 5.4 Perencanaan *Geotextile*

Salah satu perkuatan tanah yang dapat digunakan adalah menggunakan *geotextille*. Perhitungan perencanaan *geotextile* arah melintang pada sisi barat dan sisi timur menggunakan *geotextile* STABILENKA 300/45 dan angka keamanan rencana (SF) sebesar 1,3. Untuk lebih jelasnya perhitungan kebutuhan *geotextille* dijelaskan di bawah ini dengan data perencanaan yang diperoleh dari hasil XSTABL dengan nilai SF dan Mres paling kritis adalah sebagai berikut:



**Gambar 5.8** Sketsa Bidang longsor (Penentuan Lapis Geotextile)

Untuk SF minimum

- Koordinat dasar timbunan di Titik Z (Lihat **Gambar 5.8**)
  - $x_Z = 30$
  - $y_Z = 20$
- Angka keamanan :
  - $SF_{\min} = 0.62$
- Jari-jari kelongsoran :
  - $R_{(\text{jari-jari})} = 15.55 \text{ meter}$
- Koordinat pusat bidang longsor (titik o pada **Gambar 5.8**)
  - $x_o = 31.42$
  - $y_o = 35.45$
- Kor. dasar bidang longsor (lihat titik C pada **Gambar 5.8**)
  - $x_c = 31.16$
  - $y_c = 19.90$
- Kor. batas longsor (lihat titik A dan B pada **Gambar 5.8**)
  - $x_A = 29.67$
  - $y_A = 20.00$
  - $x_B = 33.16$

- $y_B = 20.00$   
 - Momen penahan :  
 $MR_{\min} = 5463 \text{ KNm}$   
 $SF_{\min} = 0.62$   
 Circle centre :  $x_o = 31.42$   
 $y_o = 35.45$   
 $R \text{ (radius)} = 15.55 \text{ meter}$   
 $M_{\text{resisten}} = 5463 \text{ KNm}$   
 Adapun langkah-langkah dalam perencanaan geotextile adalah sebagai berikut :
1. Perhitungan nilai Momen dorong
 
$$M_{\text{dorong}} = \frac{M_{\text{res}}}{SF} = \frac{5463}{0.62} = 8811.29 \text{ KNm}$$
  2. Perhitungan  $M_{\text{res}}$  (rencana)
 
$$\begin{aligned}
 M_{\text{res}} \text{ (Rencana)} &= M_{\text{dorong}} \times SF \text{ rencana} \\
 &= 8811.29 \times 1.3 \\
 &= 11454.68 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$
  3. Perhitungan  $\Delta MR$ 

$$\begin{aligned}
 M_{\text{res}}(\min) &= M_{\text{res}}(\text{rencana}) - \\
 &= 11454.68 - 5463 \\
 &= 5991.68 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$
  4. Menghitung kekuatan Geotextile ( $T_{\text{allow}}$ )  
 Kekuatan geotextile panjang dihitung berdasarkan kuat tarik ultimate panjang geotextile ( $T$ ) dan dipengaruhi oleh nilai angka dari beberapa faktor, antara lain :
    - SF untuk instalasi ( $F_{\text{sid}}$ ) = 1.5
    - SF untuk faktor rangkai ( $F_{\text{scr}}$ ) = 3
    - SF untuk faktor kimiawi ( $F_{\text{scd}}$ ) = 1.2
    - SF untuk faktor biologi ( $F_{\text{sbd}}$ ) = 1.15
$$T_{\text{allow}} = \frac{T}{(F_{\text{sid}} \times F_{\text{scr}} \times F_{\text{scd}} \times F_{\text{sbd}})}$$

Dalam perencanaan ini digunakan tipe geotextile STABILENKA 300/45 dengan kekuatan tarik sebesar 300 KN/m', maka dapat diperoleh kekuatan tarik ijin geotextile sebesar.

$$T_{allow} = \frac{300}{(1.5 \times 3 \times 1.2 \times 1.15)} = 48.31 \text{ KN/m}$$

5. Menghitung Panjang Geotextile di Belakang Bidang Longsor

$$\Sigma F_x = 0$$

$$T_{allow} \times FS = (\tau_1 + \tau_2) \times L_e \times E$$

$$L_e = \frac{T_{allow} \times FS}{(\tau_1 + \tau_2) \times E}$$

Dimana :

$L_e$  = Panjang geotextile dibelakang bidang longsor

$\tau_1$  = tegangan geser antar tanah timbunan dengan geotextile

$$\tau_1 = C_{u1} + \sigma_v \tan \phi_1$$

$\tau_2$  = tegangan geser antar tanah dasar dengan geotextile

$$\tau_2 : C_{u2} + \sigma_v \tan \phi_2$$

E = efisiensi  $\rightarrow$  diambil E = 0,8

$$FS_{rencana} = 1.3$$

$H_i$  = Tinggi timbunan diatas geotextile dari perhitungan sebelumnya didapatkan :

$$T_{allow} = 48.31 \text{ KN/m}$$

Data timbunan :

$$H_i = 5.5 \text{ meter}$$

$$\gamma_{timb} = 19 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_v = \gamma_{timb} \times H_i$$

$$= 19 \times 5.5$$

$$= 104.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
C_{u1} &= 0 \text{ KN/m}^2 \\
\phi_1 &= 30^\circ \\
\tau_1 &= 0 + (104.5 \times \tan 30) \\
&= 60.33 \text{ KN/m}^2
\end{aligned}$$

Data lapisan atas tanah dasar :

$$\begin{aligned}
\gamma &= 16 \text{ KN/m}^3 \\
C_{u2} &= 19.2 \text{ KN/m}^2 \\
\phi_1 &= 0 \\
\tau_2 &= 19.2 + (104.5 \times \tan 0) \\
&= 19.2 \text{ KN/m}^2
\end{aligned}$$

Panjang geotextile dibelakang bidang longsor :

$$L_e = \frac{T_{allow} x FS}{(\tau_1 + \tau_2) x E}$$

$$L_e = \frac{48.31 \times 1.3}{(60.33 + 19.2) \times 0.8} = 0.986m$$

$$L_e = 0.986 \text{ meter}$$

#### 6. Menghitung Kebutuhan Geotextile

Dengan rumus di atas didapatkan :

$$M_{\text{geotextile}} = T_{\text{allow}} \times T_i$$

Dimana :

$H_i$  = Tinggi timbunan di atas geotextile

$T_i$  = Jarak vertikal antara geotextile dengan  
Pusat bidang longsor titik O

Pada geotextile lapisan pertama (pada dasar timbunan)

$$H_{i1} = H \text{ timbunan} = 5.5 \text{ meter}$$

$$\begin{aligned}
T_{i1} &= y_o - y_z \\
&= 35.45 - 20 \\
&= 15.45 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{\text{geotextile}} &= 48.31 \times 15.45 \\
&= 746.38 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Dengan bantuan **Tabel 5.15** diperoleh :



Jumlah geotextile = 10 lembar, untuk dapat menghasilkan

$$\Sigma \text{Momen} > \Delta \text{MR}$$

$$\Sigma \text{Momen} = M_{\text{geotex1}} + M_{\text{geotex2}} + \dots + M_{\text{geotex-n}} > \Delta \text{MR}$$

$$6376.81 \text{ kNm} > 5991.68 \text{ kNm} \rightarrow \text{OK}$$

Sehingga geotextile yang dibutuhkan dalam perencanaan ini adalah 10 lembar.

**Tabel 5.15** Hasil perhitungan Momen Penahan oleh Geotextile dan Panjang Geotextile di Belakang Bidang Longsor

Layer	jumlah geotextile	Tall (KNm')	Ti (m)	Sisa timbunan	M geotextile (kNm)	$\Sigma$ M geotextile
1	1	48.31	15.45	5.5	746.38	746.38
2	1	48.31	14.95	5	722.22	1468.60
3	1	48.31	14.45	4.5	698.07	2166.67
4	1	48.31	13.95	4	673.91	2840.58
5	1	48.31	13.45	3.5	649.76	3490.34
6	1	48.31	12.95	3	625.60	4115.94
7	1	48.31	12.45	2.5	601.45	4717.39
8	1	48.31	11.95	2	577.29	5294.69
9	1	48.31	11.45	1.5	553.14	5847.83
10	1	48.31	10.95	1	528.99	6376.81

Layer	jumlah geotextile	Hi (m)	Ti (m)	Tall (ton/m)	SF	$\sigma'_n$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\tau_{\text{atas}}$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\tau_{\text{bawah}}$ (ton/m <sup>2</sup> )	Le (m)	Le pakai (m)
1	1	5.50	15.45	4.83	1.3	10.45	6.03	1.92	0.99	1.00
2	1	5.00	14.95	4.83	1.3	9.50	5.48	5.48	0.72	1.00
3	1	4.50	14.45	4.83	1.3	8.55	4.94	4.94	0.80	1.00
4	1	4.00	13.95	4.83	1.3	7.60	4.39	4.39	0.89	1.00
5	1	3.50	13.45	4.83	1.3	6.65	3.84	3.84	1.02	1.02
6	1	3.00	12.95	4.83	1.3	5.70	3.29	3.29	1.19	1.19
7	1	2.50	12.45	4.83	1.3	4.75	2.74	2.74	1.43	1.43
8	1	2.00	11.95	4.83	1.3	3.80	2.19	2.19	1.79	1.79
9	1	1.50	11.45	4.83	1.3	2.85	1.65	1.65	2.39	2.39
10	1	1.00	10.95	4.83	1.3	1.90	1.10	1.10	3.58	3.58

*Sumber : hasil perhitungan*

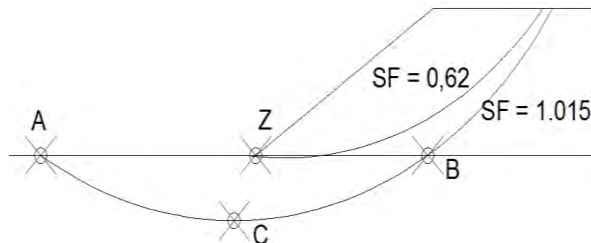
7. Menghitung Panjang Geotextile di depan bidang longsor ( $L_D$ ), untuk menghitung  $L_D$ , dipakai dengan menggunakan panjang kelongsoran yang paling panjang (kritis), sehingga didapatkan panjang kelongsoran dari XSTABL seperti yang tertera di **Gambar 5.9**.

Panjang geotextile ini dihitung dengan bantuan output dari program XSTABL dengan cara:

$L_D = (\text{koordinat-x bidang longsor lapisan i geotextile terpasang}) - (\text{koordinat tepi timbunan lapisan i geotextile dipasang})$

Panjang geotextile di depan bidang longsor adalah sebagai berikut :

.0



**Gambar 5.9** Sketsa Bidang longsor (Panjang  $L_d$ )

Untuk SF minimum

- Koordinat dasar timbunan di Titik Z (Lihat **Gambar 5.9**)
  - $x_Z = 30$
  - $y_Z = 20$
- Angka keamanan :
  - $SF_{\min} = 1.015$
- Jari-jari kelongsoran :
  - $R_{(\text{jari-jari})} = 17.76 \text{ meter}$

- Koordinat pusat bidang longsor (titik o pada **Gambar 5.9**)

$$x_o = 29.00$$

$$y_o = 35.31$$

- Kor. dasar bidang longsor (lihat titik C pada **Gambar 5.9**)

$$x_c = 29.06$$

$$y_c = 17.55$$

- Kor. batas longsor (lihat titik A dan B pada **Gambar 5.9**)

$$x_A = 20.00$$

$$y_A = 20.00$$

$$x_B = 38.08$$

$$y_B = 20.00$$

**Tabel 5.16** Tabel perhitungan panjang geotextile didepan bidang longsor

Layer	koordinat Y geotextille	koordinat		koordinat X tepi	Ld (m)
		X	Y		
1	20	37.98	20	30	7.98
2	20.5	38.79	20.5	30.75	8.04
3	21	39.51	21	31.5	8.01
4	21.5	40.16	21.5	32.25	7.91
5	22	40.75	22	33	7.75
6	22.5	41.29	22.5	33.75	7.54
7	23	41.79	23	34.5	7.29
8	23.5	42.26	23.5	35.25	7.01
9	24	42.68	24	36	6.68
10	24.5	43.18	24.5	36.75	6.43

*Sumber : hasil perhitungan*

#### 8. Menghitung Panjang Total Geotextile

$$\text{Panjang total geotextile 1 sisi} = L_e + L_D + L_o + S_v$$

$$\text{Panjang total geotextile 2 sisi} = 2 \times (L_e + L_D + L_o + S_v)$$

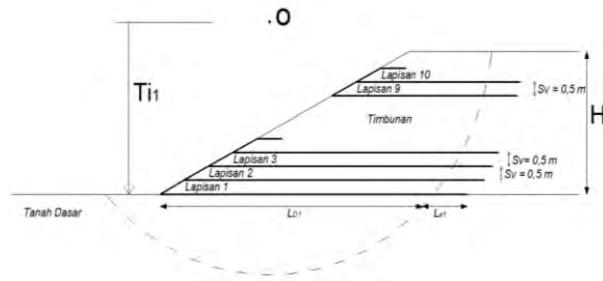
Dengan nilai  $L_o = \frac{1}{2} L_e$  dan nilai  $S_v$  merupakan jarak antar geotextile. Panjang total geotextile dapat dilihat pada **Tabel 5.17**

Karena panjang total 1 sisi geotextile  $> \frac{1}{2}$  lebar timbunan maka untuk mempermudah pemasangan di lapangan, geotextile dipasang selebar timbunan.

**Tabel 5.17** Tabel perhitungan panjang total geotextile

Layer	1 sisi						1/2 lebar timbunan
	Le (m)	Ld (m)	Sv (m)	Lo (m)	L total (m)	L (Le + Ld) (m)	
1	1.00	7.98	0.50	0.50	9.98	8.98	13.75
2	1.00	8.04	0.50	0.50	10.04	9.04	13.00
3	1.00	8.01	0.50	0.50	10.01	9.01	12.25
4	1.00	7.91	0.50	0.50	9.91	8.91	11.50
5	1.02	7.75	0.50	0.51	9.78	8.77	10.75
6	1.19	7.54	0.50	0.60	9.83	8.73	10.00
7	1.43	7.29	0.50	0.72	9.94	8.72	9.25
8	1.79	7.01	0.50	0.90	10.20	8.80	8.50
9	2.39	6.68	0.50	1.20	10.77	9.07	7.75
10	3.58	6.43	0.50	1.79	12.30	10.01	7.00

*Sumber : hasil perhitungan*



**Gambar 5.10** Sketsa Pemasangan Geotextile

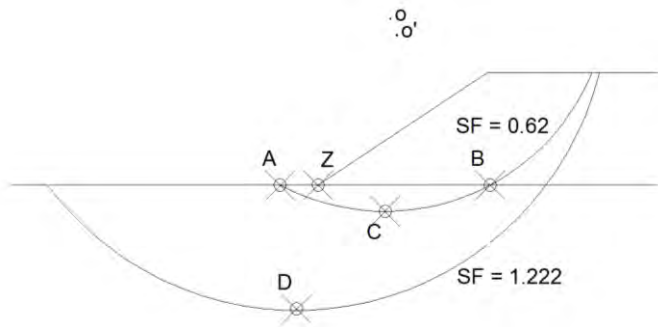
### 5.5 Perencanaan Cerucuk *Micropile*

Penggunaan *micropile* dapat dijadikan salah satu alternatif perkuatan tanah. Karena kedalaman lingkaran keruntuhan,  $D > 3\text{m}$  maka cerucuk diganti tiang pancang mini dari beton. Dalam proyek pembangunan Double Track direncanakan perbaikan yang digunakan pada kondisi eksisting adalah dengan menggunakan micropile 20x20cm. Pada penyusunan Tugas Akhir ini akan dicari jumlah dan jarak cerucuk yang dibutuhkan untuk perkuatan tanah dasar.

Tanah dasar merupakan tanah lempung dengan parameter tanah  $\Phi = 0$ ,  $C_u = 0,192 \text{ kg/Cm}^2$ . Untuk data Geometri timbunan adalah sebagai berikut :

- Lebar timbunan  
 $B_{\text{timbunan}} = 11 \text{ meter}$
- Tinggi inisial  
 $H_{\text{inisial}} = 5.5 \text{ meter}$

Dari hasil program XSTABLE didapatkan :



**Gambar 5.11** Sketsa Hasil Perhitungan Stabilitas

#### Untuk SF minimum

- Koordinat dasar timbunan di Titik Z (Lihat **Gambar 5.11**)

- $x_Z = 30$
- $y_Z = 20$
- Angka keamanan :  
 $SF_{\min} = 0.613$
- Jari-jari kelongsoran :  
 $R_{(\text{jari-jari})} = 15.55 \text{ meter}$
- Koordinat pusat bidang longsor (titik o pada **Gambar 5.11**)  
 $x_o = 31.42$   
 $y_o = 35.45$
- Kor. dasar bidang longsor (lihat titik C pada **Gambar 5.11**)  
 $x_c = 31.16$   
 $y_c = 19.9$
- Kor. batas longsor (lihat titik A dan B pada **Gambar 5.11**)  
 $x_A = 29.67$   
 $y_A = 20$   
 $x_B = 33.16$   
 $y_B = 20$
- Momen penahan :  
 $MR_{\min} = 5407 \text{ KNm}$
- Panjang bidang longsor  
 $L_{\text{bid longsor}} = x_B - x_A$   
 $= 33.16 - 29.67$   
 $= 3.49 \text{ meter}$

Untuk  $SF = 1.2$  (SF Rencana)

- Koordinat dasar timbunan di Titik Z (Lihat **Gambar 5.11**)  
 $x_Z = 35$   
 $y_Z = 20$
- Angka keamanan :  
 $SF_{1,2} = 1.222$
- Jari-jari kelongsoran :  
 $R_{(\text{jari-jari})} = 28.81 \text{ meter}$

- Koor. pusat bidang longsor (titik o pada **Gambar 5.11**)
  - $x_o' = 24.58$
  - $y_o' = 41.13$
- Kor. dasar bidang longsor (lihat titik D pada **Gambar 5.11**)
  - $x_D = 24.05$
  - $y_D = 12.33$
- Momen penahan :
  - $MR_{min} = 33650 \text{ KNm}$

### Perencanaan micropile

#### Dimensi :

$$\begin{aligned}
 b_t &= 20 \text{ cm} \\
 h_t &= 20 \text{ cm} \\
 f_y' &= 400 \text{ Mpa} \\
 f_c' &= 35 \text{ Mpa} \\
 D &= 25 \text{ mm} \\
 \emptyset &= 10 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

#### Micropile

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah tulangan tarik} = 2 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah tulangan tekan} = 2 \text{ buah}$$

(praktis)

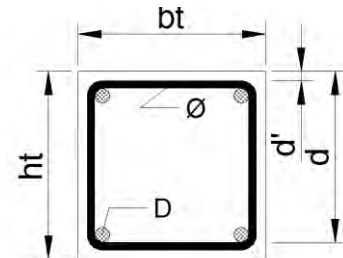
$$\text{Jarak pemasangan tulangan sengkang} = 200 \text{ mm}$$

(praktis)

$$\begin{aligned}
 AS_{tarik} &= 2 \times (1/4\pi D^2) \\
 &= 2 \times (1/4\pi \times 25^2) \\
 &= 981.75 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 AS_{tekan} &= 2 \times (1/4\pi D^2) \\
 &= 2 \times (1/4\pi \times 25^2) \\
 &= 981.75 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h - d' - (1/2D) - \emptyset \\
 &= 200 - 30 - (1/2 \times 25) - 10
 \end{aligned}$$



**Gambar 5.12** Dimensi

$$= 147.5 \text{ mm}$$

Panjang micropile (L) :

$L_a$  di atas bidang longsor

$$= \text{Koordinat } (Y_Z - Y_C)$$

$$= 20 - 19.9$$

$$= 0.1 \text{ meter}$$

$L_b$  di bawah bidang longsor

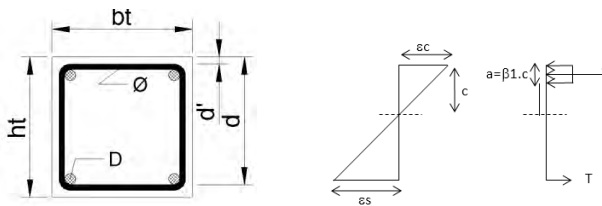
$$= \text{Koordinat } (Y_C - Y_D)$$

$$= 19.9 - 12.33$$

$$= 7.57 \text{ meter}$$

$$\begin{aligned} L_{\text{total}} &= L_a + L_B \\ &= 0.1 + 7.57 \\ &= 7.67 \text{ meter} \end{aligned}$$

Perhitungan momen :



**Gambar 5.13** Distribusi gaya yang terjadi di micropile

Gaya tekan = Gaya tarik

$$0.85 f'_c b a = A_{\text{tarik}} f_y$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{981.75 \times 400}{0.85 \times 35 \times 200} \\ &= 66 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Gaya tekan:

$$\begin{aligned} C &= 0.85 \times 35 \times 200 \times 66 \\ &= 392699.08 \text{ N} \end{aligned}$$

- Momen nominal ( $M_n$ ) :



$$\begin{aligned}
 Mn &= C \left( d - \frac{a}{2} \right) + As' \cdot fy (d - d') \\
 &= 392699.08 (147.5 - 66/2) + 981.75 \times 400 \times (147.5 \\
 &- 30) \\
 &= 91106217 \text{ N-mm} \\
 &= 9.11 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

- Momen Ultimate ( $M_u$ )

$$\begin{aligned}
 M_u &= \phi Mn \\
 &= 0.8 \times 9.11 \\
 &= 7.28 \text{ t-m} \\
 &= 728 \text{ t-cm}
 \end{aligned}$$

Gaya penahan (resisting) :

- Faktor modulus tanah (f)

$$\begin{aligned}
 C_u &= 19.2 \text{ KN/m}^2 \\
 &= 0.192 \text{ Kg/m}^2 \\
 q_u &= 2 C_u \\
 &= 0.384 \text{ Kg/m}^2
 \end{aligned}$$

(dari grafik NAVFAC, DM-7, 1971)

$$\begin{aligned}
 f &= 3 \text{ t/ft}^3 \\
 &= 3 \times 0.032 \\
 &= 0.096 \text{ kg/cm}^3
 \end{aligned}$$

- Momen Inersia (I)

$$\begin{aligned}
 I &= 1/12 b h^3 \\
 &= 1/12 \times 200 \times 200^3 \\
 &= 133333333.33 \text{ mm}^4 \\
 &= 13333.333 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

- Momen tahanan (W)

$$\begin{aligned}
 W &= I/C \\
 &= I/(0.5 h) \\
 &= 13333.333/(0.5 \times 20) \\
 &= 1333.333 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

- Modulus Elastisitas

$$E = 4700 \times (f'c)^{0.5}$$

$$\begin{aligned}
 &= 4700 \times (35)^{0.5} \\
 &= 27805.575 \text{ MPa} \\
 &= 278055.75 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

- Faktor kekakuan relatif (T)
 
$$\begin{aligned}
 T &= (EI/f)^{1/5} \\
 &= (278055.75 \times 13333.33 / 0.096)^{1/5} \\
 &= 131.03 \text{ cm}
 \end{aligned}$$
- Koefisien momen akibat gaya lateral :  
(dari grafik NAVFAC, DM-7, 1971)
 
$$\begin{aligned}
 L_b/T &= 757 / 131.03 \\
 &= 5.78 \\
 Z &= 0 \text{ meter} \\
 F_m &= 0.9
 \end{aligned}$$

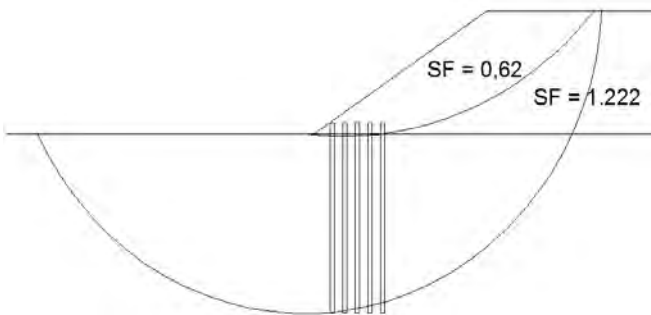
Gaya horisontal yang mampu dipikul 1 buah micropile :

$$\begin{aligned}
 P &= Mu / (F_m \cdot T) \\
 &= (728) / (0.9 \times 131.03) \\
 &= 6.18 \text{ ton} \\
 &= 61.8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

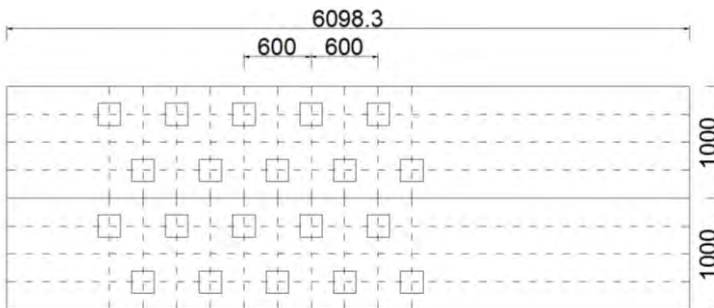
Jumlah micropile yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}
 H_{\text{inisial}} &= 5.5 \text{ meter} \\
 SF_{\text{min}} &= 0.613 \\
 MR_{\text{min}} &= 5407 \text{ KNm} \\
 R_{(\text{jari-jari})} &= 15.55 \text{ meter} \\
 SF_{\text{rencana}} &= 1.3 \\
 M_{\text{dorong}} &= MR_{\text{min}} / SF_{\text{min}} \\
 &= 5407 / 0.613 \\
 &= 8820.55 \text{ KN-m} \\
 \Delta MR &= (M_{\text{dorong}} - MR_{\text{min}}) SF \\
 &= (8820.55 - 5407) 1.3 \\
 &= 4437.621 \text{ KN-m} \\
 F_k &= 2.643 [(0.89 + 0.12L/D)/2.69] \times [(0.855 \\
 &\quad Cu^{-0.392})/2.865 \\
 &= 0.506 \\
 P_{\text{max}} &= P \times F_k \\
 &= 61.8 \times 0.506
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= 31.25 \text{ kN} \\
 &= \Delta MR / (P_{\max} \times R_{(\text{jari-jari})}) \\
 &= 4437.621 / (31.25 \times 15.55) \\
 &= 9.13 \\
 &= 10 \text{ buah / meter tegak lurus gambar}
 \end{aligned}$$



**Gambar 5.14** Sketsa Pemasangan Micropile



**Gambar 5.15** Tampak Atas Sketsa Pemasangan Micropile

## 5.6 Pemilihan Alternatif Perbaikan Tanah

Dalam pelaksanaannya di lapangan akan dipilih jenis metode perbaikan tanah yang mudah dilaksanakan dan target hasil yang dicapai dapat mendukung konstruksi perkerasan jalan dalam jangka panjang. Adapun pertimbangan dalam pemilihan alternatif perbaikan tanah dasar yaitu sebagai berikut :

### 1. Micropile 20 x 20

#### a. Kelebihan

Dalam perencanaan perbaikan tanah dasar, micropile akan dipasang pada bagian timbunan yang kritis mengalami kelongsoran saja. Dengan pemakaian micropile pada bidang longsor dari tanah dasar, maka kelongsoran timbunan dapat dicegah.

#### b. Kekurangan

- Pemasangan micropile di lapangan memakan proses yang lama karena jumlah micropile yang dibutuhkan dalam pekerjaan ini cukup banyak untuk per meter panjang jalan.
- Jika menggunakan micropile masih ada kemungkinan pemampatan tanah pada bagian tengah jalan yang tidak dipasangkan micropile sehingga nantinya tetap akan membuat jalan bergelombang pada bagian tengah jalan.

### 2. Geotextile

#### a. Kelebihan

- Dalam perencanaan perbaikan tanah dasar Geotextile akan dipasang pada bagian timbunan yang kritis mengalami kelongsoran. Dengan pemakaian Geotextile pada bidang longsor dari tanah dasar, maka kelongsoran timbunan dapat dicegah.

- Sebagai perkuatan tanah Geotextile dapat berfungsi sebagai separator antara tanah timbunan dan tanah dasar sehingga tanah timbunan tidak akan tercampur dengan tanah dasar.
  - Penurunan yang terjadi akan merata pada bagian yang dipasangkan geotextile sehingga kecil kemungkinan jalan bergelombang akibat pemampatan tanah dasar.
  - Dalam pelaksanaannya Geotextile tidak memerlukan waktu yang lama.
- b. Kekurangan
- Dalam penginstalannya harus dengan pengawasan tenaga ahli agar hasilnya sesuai standar yang ditentukan.

### 5.7 Analisa Biaya Alternatif Perbaikan Tanah

Pada sub bab ini akan dibahas berapa besar biaya yang dibutuhkan dalam penginstalan alternatif. Dalam perencanaan ini ditentukan alternatif perbaikan tanah berupa penggunaan Geotextile dan micropile. Untuk biaya instalasi Geotextile per m<sup>2</sup> dapat dilihat pada **Tabel 5.18** berikut.

**Tabel 5.18** Tabel Perhitungan RAB Pemasangan Geotextile

No.	Uraian	Satuan	Volume	Harga Satuan	Jumlah
1	Bahan				
	- Geotextile	m2	1.2000	Rp 15,000.00	Rp 18,000.00
2	Upah				
	- Mandor	oh	0.0200	Rp 70,000.00	Rp 1,400.00
	- Pekerja	oh	0.1800	Rp 50,000.00	Rp 9,000.00
	- Tukang	oh	0.0180	Rp 60,000.00	Rp 1,080.00
3	Alat Bantu				
	- Alat bantu 0,06 x upah pekerja	Ls	0.0600	Rp 6,000.00	Rp 360.00
				Total	Rp 29,840.00

*Sumber : hasil perhitungan*

Dari tabel di atas dapat diketahui anggaran pemasangan geotextile per m<sup>2</sup> sebesar Rp. 29.840.

- Luas pemasangan geotextile per m,  $\frac{1}{2}$  lebar timbunan yaitu :  
Total panjang 10 lapis sesuai **Tabel 5.17** yaitu 98.64 m. Maka, untuk lebar 1 m' yaitu  $98.64 \times 1 \text{ m} = 98.64 \text{ m}^2$ .
- Total biaya penginstalan geotextile yaitu :  
 $98.64 \times \text{Rp. } 29.840 = \text{Rp. } 2.943.417,6 / \text{m } \frac{1}{2} \text{ lebar timbunan.}$

Untuk biaya pemasangan micropile per m<sup>2</sup> dapat dilihat pada **Tabel 5.19** berikut.

**Tabel 5.19** TabelPerhitungan RAB PemasanganMicropile

No.	Uraian	Satuan	Volume	Harga Satuan	Jumlah
1	Bahan				
	- micropile 20x20	m'	1.0000	Rp 142,500.00	Rp 142,500.00
2	Upah				
	- Mandor	oh	0.1250	Rp 70,000.00	Rp 8,750.00
3	Alat Bantu				
	- Sewa Crane 30 ton -min. 8 jam				
	(termasuk mob/demob, operator, BBM)	jam	0.2180	Rp 137,500.00	Rp 29,975.00
	- Sewa Hammer tiang pancang -min. 8 jam				
	(termasuk mob/demob, operator, BBM)	jam	0.2180	Rp 185,000.00	Rp 40,330.00
				Total	Rp 221,555.00

*Sumber : hasil perhitungan*

Dari tabel di atas dapat diketahui anggaran pemasangan geotextile per m' sebesar Rp. 221.555,00

- Panjang total micropile per m,  $\frac{1}{2}$  lebar timbunan yaitu :  
Panjang satu titik microple adalah 8.5 m, dan jumlah titik adalah sebanyak 10 titik. Maka, untuk lebar 1 m' yaitu  $8.5 \text{ m} \times 10 = 85 \text{ m}^2$ .
- Total biaya pemasangan micropile yaitu :

85 x Rp. 221.555,00 = Rp. 18.832.175 / m  $\frac{1}{2}$   
lebar timbunan.

Berdasarkan uraian pada sub bab **5.4** dan **5.5** di atas maka dalam perencanaan Tugas akhir ini akan digunakan alternatif perkuatan tanah dasar dengan bahan Geotextile STABILENKA 300/45.

## **BAB VI**

### **PERENCANAAN *ABUTMENT***

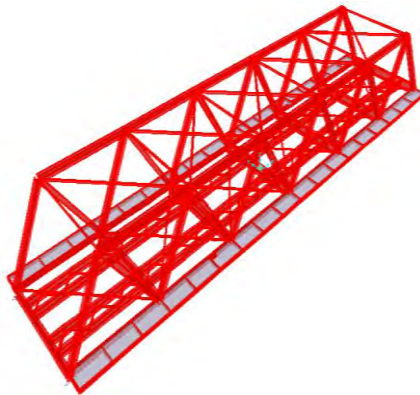
#### **6.1 Perencanaan *Abutment***

##### **6.1.1 Menghitung Pembebanan Jembatan**

Pembebanan jembatan menggunakan parameter umum dan peraturan PERSYARATAN TEKNIS JALUR KERETA API TAHUN 2012 (RM 1921). Beban yang ditinjau terdiri dari beban tetap (beban mati dan *superimposed dead load*) dan beban transien atau beban tidak tetap.

##### **A. Beban Mati / tetap**

Jembatan kereta api double track yang direncanakan mempunyai panjang total  $L = 46.5$  meter dan lebar  $B = 11.5$  meter (termasuk jalan inspeksi di sisi kiri dan kanan selebar 1.5 meter). Berikut ini tampak 3D dari Jembatan double track.



**Gambar 6.1** Tampak 3D Jembatan Double Track

Beban Superstruktur atau berat sendiri struktur sudah dihitung secara langsung oleh program SAP2000.



Berat baja keseluruhannya adalah 170.672 ton. Beban yang diterima oleh satu *abutment* sebesar  $170.672/2 = 85.336$  ton.

**B. Beban Rel Panjang Longitudinal**

Dalam perencanaan ini, dipakai Rel tipe 60 dengan berat sebesar  $60 \text{ kg/m'}$ . sehingga beban yang diterima oleh satu *abutment* untuk beban rel adalah  $= 60 \text{ kg/m' } \times 46.5 \text{ m} \times 2 = 5580 \text{ kg} = 5.58 \text{ ton}$ .

**C. Beban Hidup**

Beban kereta yang digunakan sebagai beban hidup adalah 100% RM 1921, sebagaimana tertera pada **Tabel 2.14** dalam pemodelannya beban ini bekerja sebagai frame load pada masing – masing rel sebesar  $2.5 \text{ t/m'}$  untuk beban gerbong kereta dan  $4.375 \text{ t/m'}$  untuk beban lokomotif. Untuk beban yang paling kritis, maka didapatkan beban total sebesar 604 ton (kondisi 2 jalur kereta terisi penuh). Beban yang diterima oleh 1 *abutment* adalah  $604/2 = 302 \text{ ton}$

**D. Beban Pengereman**

Beban pengereman masing2 adalah sebesar 25% dari beban kereta, bekerja pada pusat gaya berat di setiap gandar kereta kearah rel (secara longitudinal). Sehingga didapat nilai beban sebesar 75.5 ton (untuk 1 jalur track).

**E. Beban Angin**

Gaya nominal jembatan akibat beban angin bisa dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

- Jembatan Dinding Rangka Baja

$$T_{EW} = 0.0006 * C_w * V_w^2 * Ab$$

Dimana :

$V_w$  = kecepatan angin rencana = 30 m/dt

$C_w$  = koefisien seret = 1.2

$Ab$  = luas ekuivalensi bagian samping jembatan  
 $= 30 \% \times \frac{1}{2} (a+b) h$   
 $= 0.3 \times \frac{1}{2} (38.75+46.5) 7.5$

$$= 95.91 \text{ m}^2$$

Maka :

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0.0006 * 1.2 * 30^2 * 95.91 \\ &= 62.1 \text{ Kn} = 6.21 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Muatan Gerak (kondisi jembatan terisi penuh kereta)

$$\begin{aligned} T &= \text{tek angin} \times H \text{ kereta} \times \text{bentang jembatan} \\ &= 100 \text{ kg/m}^2 \times 3.5 \text{ m} \times 46.5 \text{ m} \\ &= 16275 \text{ kg} = 16.275 \text{ ton} \end{aligned}$$

Beban Angin Ultimate

$$\begin{aligned} T_{ult} &= T_{EW} + T \\ &= 6.21 + 16.275 = 22.485 \text{ ton} \end{aligned}$$

Beban Angin yang diterima 1 *abutment* :

$$T_{ult} = 22.485 / 2 = 11.2425 \text{ ton}$$

#### **F. Beban Akibat Gaya Gesek**

Beban akibat gaya gesek adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} H_L &= m \times (R_L + R_D) \\ &= 0.15 \times (302 + 85.336) \\ &= 58.1 \text{ ton} \end{aligned}$$

#### **G. Beban Lateral Kereta**

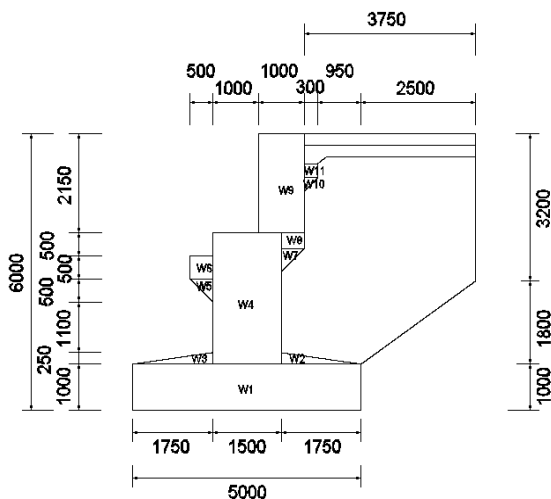
Beban akibat gaya Lateral kereta adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} L_R &= 15 \% \times R_L \\ &= 0.15 \times 302 \\ &= 45.3 \text{ ton} \end{aligned}$$

### **6.1.2 Menghitung Pembebanan akibat *Abutment***

#### **A. Beban Sendiri *Abutment***

Lebar *abutment* jembatan sepanjang 13 meter, dibuat dari beton bertulang dengan BJ beton sebesar 2400 kg/m<sup>3</sup>. Dari gambar bentuk *abutment* yang direncanakan pada **Gambar 6.2** dapat dihitung beban *abutment* yang terjadi dengan langkah langkah sebagai berikut :



**Gambar 6.2** Gambar *abutment* rencana

$$W_1 = 156 \text{ ton}$$

$$W_2 = 6.825 \text{ ton}$$

$$W_3 = 6.825 \text{ ton}$$

$$W_4 = 133.38 \text{ ton}$$

$$W_5 = 3.9 \text{ ton}$$

$$W_6 = 7.8 \text{ ton}$$

$$W_7 = 3.9 \text{ ton}$$

$$W_8 = 5.46 \text{ ton}$$

$$W_9 = 67.08 \text{ ton}$$

$$W_{10} = 1.404 \text{ ton}$$

$$W_{11} = 2.808 \text{ ton}$$

Berat *abutment* = 395.382 ton

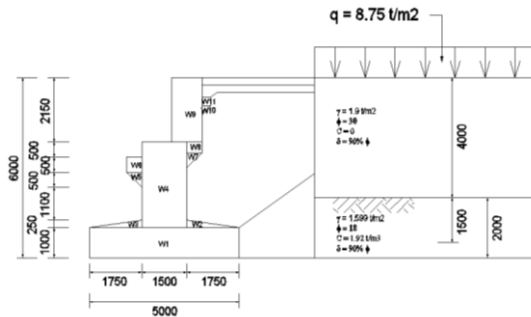
Berat *wingwall* = 39.315 ton (*wingwall* kiri dan kanan)

Berat plat injak = 26.928 ton

### **B. Beban Tekanan Tanah Aktif Timbunan**

Pada perencanaan ini perhitungan *abutment* jembatan tidak memperhitungkan gaya tekanan aktif

tanah timbunan di belakang *abutment*, karena gaya tersebut sudah ditahan oleh geotextile.



**Gambar 6.3** Kondisi Tanah di Belakang *Abutment*

## 1. Internal Stability

### A. Perhitungan Tekanan Tanah Aktif

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2 (45 - \theta/2) \\ &= \tan^2 (45 - 30/2) \\ &= 0.333 \end{aligned}$$

### B. Kuat Tarik Ijin

Menghitung kekuatan Geotextile ( $T_{allow}$ )

Kekuatan geotextile panjang dihitung berdasarkan kuat tarik ultimate panjang geotextile ( $T$ ) dan dipengaruhi oleh nilai angka dari beberapa faktor, antara lain :

- SF untuk instalasi ( $F_{sid}$ ) = 1.3
- SF untuk faktor rangkai ( $F_{scr}$ ) = 2
- SF untuk faktor kimiawi ( $F_{scd}$ ) = 1.2
- SF untuk faktor biologi ( $F_{sbd}$ ) = 1.2

$$T_{allow} = \frac{T}{(F_{sid} \times F_{scr} \times F_{scd} \times F_{sbd})}$$

$$= \frac{200}{(1.3 \times 2 \times 1.2 \times 1.2)}$$

$$= 53.42 \text{ kN/m} = 5.342 \text{ ton/m}$$

C. Tegangan Horizontal Tanah di Belakang Dinding

Untuk  $Z = H = 5.5 \text{ m}$

$$\sigma_{HZ} = \gamma \times K_a \times H$$

$$= 1.9 \times 0.333 \times 5.5$$

$$= 3.48 \text{ ton/m}^2$$

D. Tegangan Horizontal Akibat Beban Merata

Untuk  $Z = H = 5.5 \text{ m}$

$$\sigma_{HQ} = q \times K_a$$

$$= 8.75 \times 0.333$$

$$= 2.92 \text{ ton/m}^2$$

E. Tegangan Horizontal Total

Untuk  $Z = H = 5.5 \text{ m}$

$$\sigma_H = \sigma_{HZ} + \sigma_{HQ}$$

$$= 3.48 + 2.92$$

$$= 6.40 \text{ ton/m}^2$$

F. Jarak Vertikal Pemasangan Geotextile

$$S_v = \frac{T_{all}}{\sigma_h \times FS} = \frac{5.342}{6.40 \times 1.2} = 0.70 \text{ m}$$

Maka dibulatkan sehingga  $S_v = 0.5 \text{ m} = 50 \text{ cm}$

Dengan cara yang sama dilakukan untuk nilai  $Z$  disetiap kedalaman. Hasil perhitungan dapat dilihat pada **Tabel 6.1** Berikut:

**Tabel 6.1** Hasil Perhitungan Jarak  $S_v$  Pemasangan Geotextile

No	H (m)	$\gamma$ timb t/m <sup>3</sup>	Z (m)	$\phi$	Ka	$\sigma_{hz}$ t/m <sup>2</sup>	$\sigma_{hq}$ t/m <sup>2</sup>	$\sigma_h$ total t/m <sup>2</sup>	Tall (t/m')	FS	Sv (m)	Sv pakai (m)
1	5.5	1.9	5.5	30	0.33	3.48	2.92	6.40	5.34	1.2	0.70	0.50
2	5.5	1.9	5	30	0.33	3.17	2.92	6.08	5.34	1.2	0.73	0.50
3	5.5	1.9	4.5	30	0.33	2.85	2.92	5.77	5.34	1.2	0.77	0.50
4	5.5	1.9	4	30	0.33	2.53	2.92	5.45	5.34	1.2	0.82	0.50
5	5.5	1.9	3.5	30	0.33	2.22	2.92	5.13	5.34	1.2	0.87	0.50
6	5.5	1.9	3	30	0.33	1.90	2.92	4.82	5.34	1.2	0.92	0.50
7	5.5	1.9	2.5	30	0.33	1.58	2.92	4.50	5.34	1.2	0.99	0.50
8	5.5	1.9	2	30	0.33	1.27	2.92	4.18	5.34	1.2	1.06	1.00
9	5.5	1.9	1.5	30	0.33	0.95	2.92	3.87	5.34	1.2	1.15	1.00
10	5.5	1.9	1	30	0.33	0.63	2.92	3.55	5.34	1.2	1.25	1.00
11	5.5	1.9	0.5	30	0.33	0.32	2.92	3.23	5.34	1.2	1.38	1.00

*Sumber : Hasil Perhitungan*

G. Panjang Geotextile dibelakang bidang longsor ( $L_e$ )

Untuk  $Z = H = 5.5$  m

$$L_e = \frac{S_v \cdot \sigma_h \cdot SF}{2[c + \sigma_v (\tan \delta)]}$$

$$= \frac{0.5 * 6.4 * 1.2}{2[0 + (1.9 * 5.5)(\tan 0.9 * 30)]} = 0.36m$$

H. Panjang Geotextile didepan bidang longsor ( $L_R$ )

Untuk  $Z = H = 5.5$  m

$$L_R = (H - Z) \tan \left( 45 - \frac{\theta}{2} \right) = 0m$$

I. Panjang geotextile didepan bidang longsor

Untuk  $Z = H = 5.5$  m

$$L = L_e + L_R$$

$$= 0.36 + 0$$

$$= 0.36 \text{ m}$$

Dengan cara yang sama dilakukan untuk nilai Z disetiap kedalaman. Hasil perhitungan dapat dilihat pada **Tabel 6.2** Berikut:

**Tabel 6.2 Hasil Perhitungan Panjang Geotextile Tertanam**

Layer	Z (m)	Sv (m)	$\sigma_{hz}$ t/m <sup>2</sup>	$\sigma_{hq}$ t/m <sup>2</sup>	$\sigma_h$ t/m <sup>2</sup>	$\sigma_v$ t/m <sup>2</sup>	Le (m)	Le min (m)	Lr (m)	L (m)	L pakai (m)
9	1	1	0.63	2.92	3.55	1.9	2.20	2.20	2.60	4.80	5.00
8	2	1	1.27	2.92	4.18	3.8	1.30	1.30	2.02	3.32	4.00
7	2.5	0.5	1.58	2.92	4.50	4.75	0.56	1.00	1.73	2.73	3.00
6	3	0.5	1.90	2.92	4.82	5.7	0.50	1.00	1.44	2.44	3.00
5	3.5	0.5	2.22	2.92	5.13	6.65	0.45	1.00	1.15	2.15	3.00
4	4	0.5	2.53	2.92	5.45	7.6	0.42	1.00	0.87	1.87	2.00
3	4.5	0.5	2.85	2.92	5.77	8.55	0.40	1.00	0.58	1.58	2.00
2	5	0.5	3.17	2.92	6.08	9.5	0.38	1.00	0.29	1.29	2.00
1	5.5	0.5	3.48	2.92	6.40	10.45	0.36	1.00	0.00	1.00	2.00

*Sumber : Hasil Perhitungan*

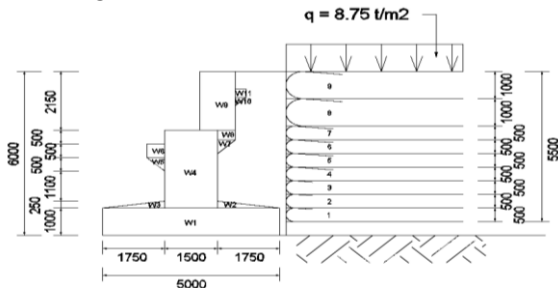
### J. Menghitung Panjang Lipatan Geotextile ( $L_o$ )

$L_0$  maksimum terletak pada layer paling atas

$$L_o = \frac{S_v \cdot \sigma_h \cdot SF}{4[c + \sigma_v (\tan \delta)]}$$

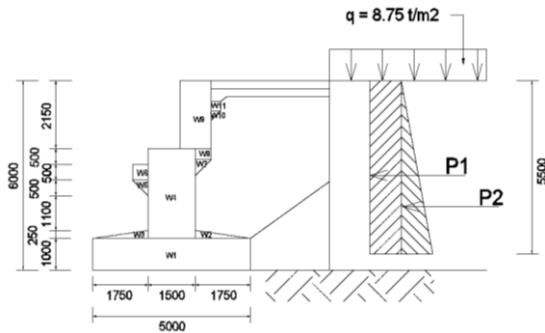
$$= \frac{1 * 3.55 * 1.2}{4[0 + (1.9 * 1)(\tan 0.9 * 30)]} = 1.1m$$

Maka digunakan nilai  $L_0 = 1.5 \text{ m}$



### Gambar 6.4 Sketsa Penempatan Geotextile

## 2. External Stability



**Gambar 6.5** Tekanan Tanah yang Terjadi

$$\begin{aligned}
 P_1 &= q \times K_a \times H \\
 &= 8.75 \times 0.333 \times 5.5 \\
 &= 16.03 \text{ ton} \\
 P_1 \cos (0.90 \times 30) &= 14.3 \text{ ton} \\
 P_1 \sin (0.90 \times 30) &= 7.3 \text{ ton} \\
 R_1 &= \frac{1}{2} \times 5.5 \\
 &= 2.75 \text{ m} \\
 P_2 &= \frac{1}{2} \times K_a \times H^2 \times \gamma \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.333 \times 5.5^2 \times 1.9 \\
 &= 9.57 \text{ ton} \\
 P_2 \cos (0.90 \times 30) &= 8.53 \text{ ton} \\
 P_2 \sin (0.90 \times 30) &= 4.34 \text{ ton} \\
 R_2 &= \frac{1}{3} \times 5.5 \\
 &= 1.83 \text{ m}
 \end{aligned}$$

### A. Faktor Aman Terhadap Guling

Momen guling ditinjau di dasar timbunan (titik A)

Momen Dorong ( $P \cos \delta \times R$ )

$$P_1 \quad ; \quad 14.3 \times 2.75 = 39.33 \text{ ton.m}$$

$$P_2 \quad ; \quad 8.53 \times 1.83 = 15.61 \text{ ton.m}$$

$$\text{Total} \quad = 54.94 \text{ ton.m}$$



Momen Penahan  $[(P \sin \delta \times X) + W \times X]$

Dari beban P

$$P_1 \quad ; 7.3 \times 3 \quad = 21.9 \text{ ton.m}$$

$$P_2 \quad ; 4.34 \times 2 \quad = 8.68 \text{ ton.m}$$

Dari beban W

$$W_1 \quad ; 9.5 \times 2.5 \quad = 23.75 \text{ ton.m}$$

$$W_2 \quad ; 7.6 \times 2 \quad = 15.2 \text{ ton.m}$$

$$W_3 \quad ; 8.55 \times 1.5 \quad = 12.825 \text{ ton.m}$$

$$W_4 \quad ; 7.6 \times 1 \quad = 7.6 \text{ ton.m}$$

$$\text{Total} \quad = 89.955 \text{ ton.m}$$

$$\text{Safety Factor} \quad = 89.955 / 59.94$$

$$= 1.5 \quad > \quad 1.2 \quad \mathbf{OK}$$

## B. Faktor Aman Terhadap Sliding

Gaya Penahan  $(P \sin \delta + W)$

$$P_1 \quad = 7.3 \text{ ton}$$

$$P_2 \quad = 4.34 \text{ ton}$$

$$W_1 \quad = 9.5 \text{ ton}$$

$$W_2 \quad = 7.6 \text{ ton}$$

$$W_3 \quad = 8.55 \text{ ton}$$

$$W_4 \quad = 7.6 \text{ ton}$$

$$\text{Total} = 44.89 \text{ ton}$$

Gaya Pendorong  $(P \cos \delta)$

$$P_1 \quad = 14.3 \text{ ton}$$

$$P_2 \quad = 8.53 \text{ ton}$$

$$\text{Total} = 22.83 \text{ ton}$$

Gaya Penahan Total

$$SF_{\text{Sliding}} = \frac{\left[ C_U + \frac{G_{\text{Penahan}}}{L} \tan(\delta) \right] * L}{G_{\text{Pendorong}}}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{\left[ 1.92 + \frac{44.89}{2} \tan(16.2) \right] * 2}{22.83} \\
 &= 0.8 > 1.2 \quad \text{NOT OK}
 \end{aligned}$$

Karena tidak aman terhadap sliding, maka geotextile di bagian bawah disamakan dengan geotextile bagian atas yaitu sepanjang 5 meter.

Gaya Penahan ( $P \sin \delta + W$ )

$$P_1 = 7.3 \text{ ton}$$

$$P_2 = 4.34 \text{ ton}$$

$$W_1 = 9.5 \text{ ton}$$

$$W_2 = 9.5 \text{ ton}$$

$$W_3 = 14.25 \text{ ton}$$

$$W_4 = 19 \text{ ton}$$

$$\text{Total} = 63.89 \text{ ton}$$

Gaya Pendorong ( $P \cos \delta$ )

$$P_1 = 14.3 \text{ ton}$$

$$P_2 = 8.53 \text{ ton}$$

$$\text{Total} = 22.83 \text{ ton}$$

Gaya Penahan Total

$$\begin{aligned}
 SF_{\text{sliding}} &= \frac{\left[ C_U + \frac{G_{\text{Penahan}}}{L} \tan(\delta) \right] * L}{G_{\text{Pendorong}}} \\
 &= \frac{\left[ 1.92 + \frac{63.89}{5} \tan(16.2) \right] * 5}{22.83} \\
 &= 1.24 > 1.2 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

### C. Faktor Aman Keruntuhan Pondasi

Cek Keruntuhan Pondasi

Daya Dukung Pondasi Dangkal

$$c = 1.92 \text{ ton/m}^2$$

$$N_c = 13.1$$

$$\gamma = 1.599 \text{ ton/m}^3$$

$$B = 5 \text{ m}$$

$$N_\gamma = 4.07$$

$$P_{ULT} = cN_c + q N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

$$= (1.92 \times 13.1) + 0 + (0.5 \times 1.599 \times 5 \times 4.07)$$

$$= 41.42 \text{ ton/m}^2$$

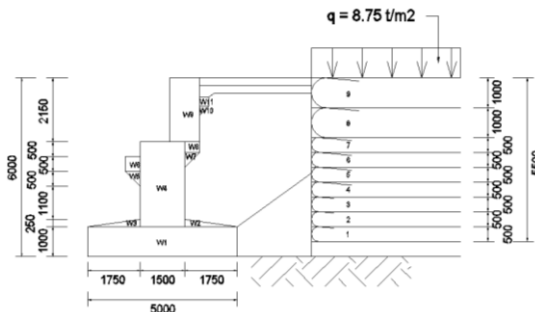
$$P_{ULT} = (H \times \gamma) + C$$

$$= (5.5 \times 1.9) + 0$$

$$= 10.45 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Safety Factor} = 41.42 / 10.45$$

$$= 3.96 > 3 \quad \text{OK}$$



**Gambar 6.6** Gambar Akhir Desain *Vertical Wall*

### C. Gaya Gempa

Beban akibat gaya gempa bumi dibagi menjadi 2, yaitu gaya gempa arah melintang dan gaya gempa pada arah memanjang, untuk perhitungan tersebut akan dijelaskan pada **Tabel 6.3** :

**Tabel 6.3 Output Beban Gaya Gempa Memanjang & Melintang**

ARAH MEMANJANG JEMBATAN (X)					
Tinggi breast wall		Lb =	2.85 m		
Ukuran penampang breast wall		b = Ba =	13 m		
		h =	1.5 m		
Inersia penampang breast wall		Ic = (1/12)bh <sup>3</sup>	3.656 m <sup>4</sup>		
Mutu beton, K-	420	fc' = 0.83 K/10	34.86 Mpa		
Modulus elastis beton		Ec = 4700x(fc') <sup>2</sup> (0.5)	27749.91 Mpa		
		Ec =	27749908.11 kPa		
Niai kekakuan		Kp = 3.Ec.Ic/Lb <sup>3</sup> =	13148739.080 kN/m		
gravitasi		g =	9.81 m/dt2		
berat sendiri struktur atas		PMS atas=	909.16 kN		
berat sendiri struktur bawah		PMS bwh=	4346.97 kN		
berat total struktur		Wtp = PMS ats + 0.5PMS bwh =	3082.645 kN		
waktu getar alami struktur		T = 2*pi*(Wtp/(g*Kp)) <sup>0.5</sup>	0.030716029 detik		
kondisi tanah dasar =		Tanah Lunak			
Lokasi di wilayah gempa =		madiun			
Koefisien geser dasar ,		C= 0.22	R=		3
Kh = C / R			Kh =	0.073	
Teq = Gaya gempa			Teq =	0.073 Wt	
Distribusi beban gempa					
No	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (kN)	(kN)	(m)		(kNm)
STRUKTUR ATAS					
Pms =	909.16	66.32	1.25	1	82.894
ARAH MELINTANG JEMBATAN (Y)					
Tinggi breast wall		Lb =	2.85 m		
Ukuran penampang breast wall		b = Ba =	13 m		
		h =	1.5 m		
Inersia penampang breast wall		Ic = (1/12)bh <sup>3</sup>	274.625 m <sup>4</sup>		
Mutu beton, K-	420	fc' = 0.83 K/10	34.86 Mpa		
Modulus elastis beton		Ec = 4700x(fc') <sup>2</sup> (0.5)	27749.91 Mpa		
		Ec =	27749908.11 kPa		
Niai kekakuan		Kp = 3.Ec.Ic/Lb <sup>3</sup> =	987616402.021 kN/m		
gravitasi		g =	9.81 m/dt2		
berat sendiri struktur atas		PMS atas=	909.16 kN		
berat sendiri struktur bawah		PMS bwh=	4346.97 kN		
berat total struktur		Wtp = PMS ats + 0.5PMS bwh =	3082.645 kN		
waktu getar alami struktur T = 2*pi*(Wtp/(g*Kp)) <sup>0.5</sup>			0.003544157 detik		
kondisi tanah dasar =		Tanah Lunak			
Lokasi di wilayah gempa =		Jepara			
Koefisien geser dasar ,		C= 0.14	R=		3
Kh = C / R			Kh =	0.047	
Teq = Gaya gempa			Teq =	0.047 Wt	
Distribusi beban gempa pada abutment					
No	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (kN)	(kN)	(m)		(kNm)
STRUKTUR ATAS					
Pms =	909.16	42.50	1.25	1	53.129

Sumber : Hasil Perhitungan

## 6.2 Kombinasi Pembebanan dan Gaya

Untuk mengetahui pembebanan terbesar yang mungkin terjadi pada *abutment* dalam merencanakan konfigurasi tiang pancang yang diperlukan, ada 5 kombinasi pembebanan dan gaya yang perlu diperhitungkan, yaitu:

**Tabel 6.4** Kombinasi Pembebanan

Aksi	Kombinasi No.						
	1	2	3	4	5	6	7
Aksi tetap (beban mati, Mti + beban tanah, Tan)	x	x	x	x	x	x	x
Beban lalu lintas (beban hidup, Hdp)	x	x	x	x			x
Pengaruh temperature (Tmp)		x		x			
Arus/hanyutan/hidro/daya apung (Hdr)	x	x	x	x	x		
Beban angin (Ang)			x	x			
Pengaruh gempa (Gmp)					x		
Beban tumbukan (Tmb)							x
Beban selama pelaksanaan (Plk)						x	
Tegangan berlebihan yang diperbolehkan	0%	25%	25%	40%	50%	30%	50%
Kenaikan daya dukung ijin yang dibolehkan	100%	125%	125%	140%	150%	130%	150%

Perhitungan kombinasi pembebanan 1 s/d 5 tersebut dapat dinyatakan dalam bentuk tabel, seperti yang ditunjukkan pada **Tabel 6.5**, **Tabel 6.6**, **Tabel 6.7**, **Tabel 6.8**, **Tabel 6.9**, **Tabel 6.10**, **Tabel 6.11**

**Tabel 6.5** Pembebanan Kombinasi 1 (*Overstress* 100%)

jenis beban (aksi)	Gaya (kN)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(kN-m)	(kN-m)
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.00	0.00	909.16	0.00	0.00
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	4349.66	0.00	1067.47
Beban Oprit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Beban Hidup					
Beban Struktur Atas	1336.00	453.00	3020.00	1744.05	2906.75
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Beban Oprit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTAL	1336.00	453.00	8278.82	1744.05	3974.22

*Sumber : Hasil Perhitungan*

**Tabel 6.6** Pembebanan Kombinasi 2 (*Overstress 125%*)

jenis beban (aksi)	Gaya (kN)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(kN-m)	(kN-m)
<b>Aksi Tetap</b>					
Beban Struktur Atas	0.00	0.00	909.16	0.00	0.00
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	4349.66	0.00	1067.47
Beban Oprit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Beban Hidup</b>					
Beban Struktur Atas	1336.00	453.00	3020.00	1744.05	2906.75
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Beban Oprit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Temperatur</b>					
Beban Struktur Atas	13.16	0.00	0.00	0.00	16.45
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Beban Oprit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTAL	1349.16	453.00	8278.82	1744.05	3990.68

*Sumber : Hasil Perhitungan*

**Tabel 6.7** Pembebanan Kombinasi 3 (*Overstress 125%*)

jenis beban (aksi)	Gaya (kN)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(kN-m)	(kN-m)
<b>Aksi Tetap</b>					
Beban Struktur Atas	0.00	0.00	909.16	0.00	0.00
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	4349.66	0.00	1067.47
Beban Oprit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Beban Hidup</b>					
Beban Struktur Atas	1336.00	453.00	3020.00	1744.05	2906.75
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Beban Oprit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Angin</b>					
Beban Struktur Atas	112.45	0.00	0.00	0.00	432.93
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Beban Oprit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTAL	1448.45	453.00	8278.82	1744.05	4407.16

*Sumber : Hasil Perhitungan*

**Tabel 6.8** Pembebanan Kombinasi 4 (*Overstress 140%*)

jenis beban (aksi)	Gaya (kN)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(kN-m)	(kN-m)
<b>Aksi Tetap</b>					
Beban Struktur Atas	0.00	0.00	909.16	0.00	0.00
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	4349.66	0.00	1067.47
Beban Oprit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Beban Hidup</b>					
Beban Struktur Atas	1336.00	453.00	3020.00	1744.05	2906.75
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Beban Oprit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Temperatur</b>					
Beban Struktur Atas	13.16	0.00	0.00	0.00	16.45
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Beban Oprit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Angin</b>					
Beban Struktur Atas	112.45	0.00	0.00	0.00	432.93
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Beban Oprit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTAL	1461.61	453.00	8278.82	1744.05	4423.61

*Sumber : Hasil Perhitungan*

**Tabel 6.9** Pembebanan Kombinasi 5 x (*Overstress 150%*)

jenis beban (aksi)	Gaya (kN)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(kN-m)	(kN-m)
<b>Aksi Tetap</b>					
Beban Struktur Atas	0.00	0.00	909.16	0.00	0.00
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	4349.66	0.00	1067.47
Beban Oprit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Beban Gempa (x)</b>					
Beban Struktur Atas	66.32	0.00	0.00	0.00	82.89
Beban Struktur Bawah	317.27	0.00	0.00	0.00	716.28
Beban Oprit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTAL	383.59	0.00	5258.82	0.00	1866.65

*Sumber : Hasil Perhitungan*

**Tabel 6.10** Pembebanan Kombinasi 5y(*Overstress* 150%)

jenis beban (aksi)	Gaya (kN)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(kN-m)	(kN-m)
<b>Aksi Tetap</b>					
Beban Struktur Atas	0.00	0.00	909.16	0.00	0.00
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	4349.66	0.00	1067.47
Beban Oprit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Beban Gempa (y)</b>					
Beban Struktur Atas	0.00	42.50	0.00	53.13	0.00
Beban Struktur Bawah	0.00	203.35	0.00	422.61	0.00
Beban Oprit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTAL	0.00	245.85	5258.82	475.74	1067.47

*Sumber : Hasil Perhitungan*

**Tabel 6.11** Rekap Hasil Pembebanan

Kombinasi no.	Gaya (kN)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(kN-m)	(kN-m)
1	1336.00	453.00	8278.82	1744.05	3974.22
2	1349.16	453.00	8278.82	1744.05	3990.68
3	1448.45	453.00	8278.82	1744.05	4407.16
4	1461.61	453.00	8278.82	1744.05	4423.61
5(x)	383.59	0.00	5258.82	0.00	1866.65
5(y)	0.00	245.85	5258.82	475.74	1067.47

*Sumber : Hasil Perhitungan*

### 6.3 Perencanaan Tiang Pancang

Mengingat kondisi lapisan tanah dasar yang lunak maka *abutment* perlu diperkuat dengan pemasangan tiang pancang. Perencanaan tiang pancang ini diawali dengan menghitung terlebih dahulu daya dukung tiang pancang tunggal. Sesuai dengan spesifikasi yang terlampir pada **Lampiran 1**, tiang pancang yang dipakai merupakan produksi dari WIKA BETON, memiliki data sebagai berikut:



- Diameter 600 mm
- Tebal 100
- Class C
- Bending Moment Crack 29 ton.m
- Mutu Tiang Pancang rencana K450

Perhitungan daya dukung ijin tiang pancang tunggal dilakukan dengan menggunakan data SPT yang ditunjukkan pada BAB IV. Berikut ini adalah langkah-langkah dalam merencanakan daya dukung tiang pancang berdasarkan data SPT, contoh perhitungan ini dipakai kedalam rencana sedalam 20 meter:

- Koreksi Terhadap Muka Air Tanah  
Karena Nilai  $N_1$  yang ditinjau  $N < 15$ , maka tidak ada koreksi sehingga  $N_1 = N$
- Koreksi Terhadap *Overburden Pressure*  
Hasil dari koreksi 1 ( $N_1$ ) dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan vertical efektif.

$$\begin{aligned} Po' &= Z \times (\gamma_{sat} - \gamma_w) \\ &= 13.614 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Karena nilai  $Po' > 7.5 \text{ t/m}^2$ , maka dipakai rumus:

$$\begin{aligned} N_2 &= \frac{4 * N_1}{3.25 + 0.1 * Po} \\ &= \frac{4 * 10}{3.25 + 0.1 * 13.614} = 8.674 \end{aligned}$$

$$2N = 2 \times 10 = 20 > N_2 = 8.674$$

Maka dipakai nilai  $N_2 = 8.674$

- Mencari nilai  $Q_{ujung}$  tiang

$$Q_{ujung} = 40 \bar{N} \frac{1}{4} \pi D^2$$

Dengan nilai  $N$  rata-rata ujung harga rata-rata  $N_2$  4D dibawah ujung s/d 8D diatas ujung tiang = 6.97

$$Q_{ujung} = 40 * 6.97 * \frac{1}{4} \pi * 0.6^2 = 78.87t$$

Karena jenis tanah merupakan lempung, maka nilai fsi:

$$fsi = \frac{N}{2} = \frac{8.67}{2} = 4.34$$

- Mencari nilai  $\Sigma RSI$

$$RSI = fsi * \pi * D * H = 4.34 * \pi * 0.6 * 0.5 = 4.09t$$

$\Sigma RSI$  pada kedalaman 20 m = 67.60 ton

- Mencari nilai  $Q_{ult}$  tiang

$$Q_{ult} = Q_{ujung} + \Sigma RSI = 146.46t$$

- Mencari nilai  $Q_{ijin}$  tiang

$$Q_{ijin} = \frac{Q_{ult}}{SF} = \frac{146.46}{3} = 48.42t$$

- Mencari nilai  $Q_{tarik}$  tiang

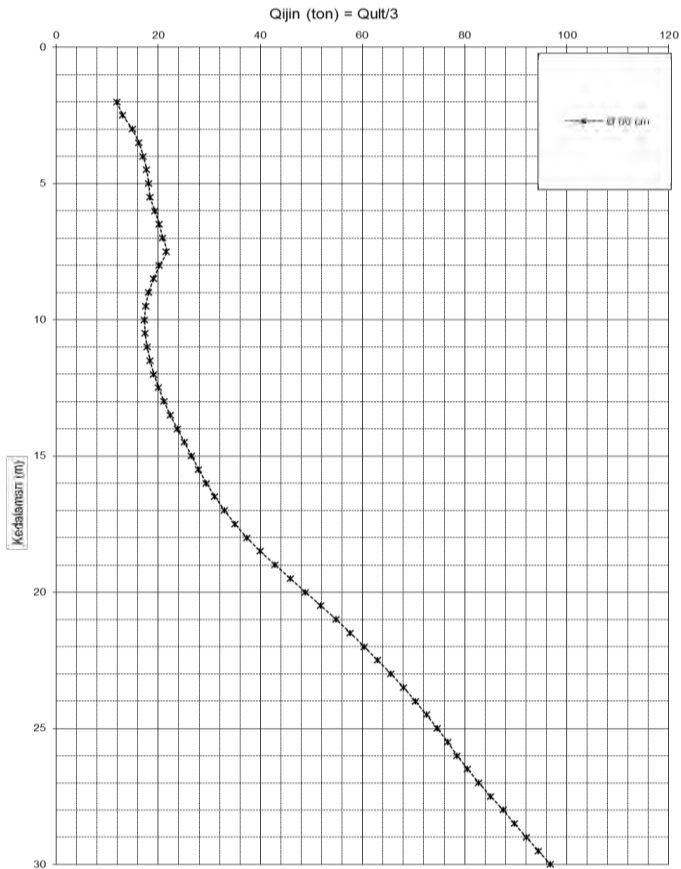
$$Q_{tarik} = \frac{\Sigma RSI}{SF} = \frac{67.60}{3} = 22.53t$$

**Tabel 6.12** Perhitungan Daya Dukung Ijin (Aksial-Tekan) Tiang Pancang Berdasarkan Harga SPT

Jenis Tanah	N (blow/ft)	LIP (ft)	$N_{maks}$ (blow)	$N_{maks}$ (blow)	$N_{maks}$ (blow)	$f_{bat}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\gamma'$ (t/m <sup>3</sup> )	$\rho_o$ (ton/m <sup>3</sup> )	$N_{Cor}$	$2N$	$N_{Cor}$	$N_{reasi}$ (kg) (ton)	$Q_{sum}$ (ton)	$f_{sl}$ (ton/m <sup>2</sup> )	$R_{sl}$ (ton)	$\Sigma R_{sl}$ (ton)	$Q_{ult} = Q_{ujung} + \Sigma R_{sl}$	$Q_{ijin} = Q_{ult}/SF$	$Q_{ijin}$ (ton)	$Q_{ijin}$ (ton)	$Q_{ijin}$ (ton)
Lempung	0	L	0.000	0.000	0	1.684	0.684	0.342	0.00	0	0.00	1.60	18.10	0.00	0.00	0.00	18.10				
	0	L	0.000	0.000	0	1.684	0.684	0.684	0.000	0	0.00	2.96	28.90	0.00	0.00	0.00	28.90				
	0	L	0.000	0.000	0	1.684	0.684	1.026	0.000	0	0.00	3.14	35.54	0.00	0.00	0.00	35.54	11.85		0.00	
	0	L	0.000	0.000	0	1.684	0.684	1.368	0.000	0	0.00	3.47	39.20	0.00	0.00	0.00	39.20	13.07		0.00	
	4	L	4.000	4.000	4	1.684	0.684	1.71	9.501	8	8.00	3.61	40.85	4.00	3.77	3.77	44.62	14.87	1.26		
	3.66667	L	3.667	3.667	3.667	1.684	0.684	2.052	8.055	7.333333	7.33	3.65	41.23	3.67	3.46	7.23	48.45	16.15	2.41		
	3.33333	L	3.333	3.333	3.333	1.684	0.684	2.394	6.811	6.666667	6.67	3.60	40.78	3.33	3.14	10.37	51.13	17.04	3.46		
	3	L	3.000	3.000	3	1.684	0.684	2.736	5.730	6	5.73	3.54	39.98	2.86	2.70	13.07	53.05	17.68	4.36		
	2.66667	L	2.667	2.667	2.667	1.684	0.684	3.078	4.781	5.333333	4.78	3.45	38.99	2.39	2.25	15.32	54.31	18.10	5.11		
	2.33333	L	2.333	2.333	2.333	1.684	0.684	3.42	3.941	4.666667	3.94	3.35	37.87	1.97	1.86	17.18	55.05	18.35	5.73		
	2	L	2.000	2.000	2	1.684	0.684	3.762	3.194	4	3.19	3.47	39.28	1.60	1.51	18.68	57.87	19.32	6.23		
	1.83333	L	1.833	1.833	1.833	1.684	0.684	4.104	2.776	3.666667	2.78	3.58	40.48	1.39	1.31	19.99	60.45	20.15	6.66		
	1.66667	L	1.667	1.667	1.667	1.684	0.684	4.446	2.399	3.333333	2.40	3.66	41.43	1.20	1.13	21.12	62.55	20.85	7.04		
	1.5	L	1.500	1.500	1.5	1.684	0.684	4.788	2.058	3	2.05	3.77	42.67	1.03	0.97	22.09	64.78	21.59	7.36		
	1.33333	L	1.333	1.333	1.333	1.684	0.684	5.13	1.747	2.666667	1.75	3.33	37.68	0.87	0.82	22.91	66.81	20.20	7.64		
	1.16667	L	1.167	1.167	1.167	1.711	0.711	5.4855	1.461	2.333333	1.46	2.96	33.49	0.73	0.69	23.80	57.09	19.03	7.87		
Lempung Berpasir	1	L	1.000	1.000	1	1.711	0.711	5.841	1.199	2	1.20	2.86	30.03	0.60	0.56	24.17	56.20	18.07	8.06		
	1.33333	L	1.333	1.333	1.333	1.711	0.711	6.1965	1.533	2.666667	1.53	2.44	27.55	0.77	0.72	24.89	52.44	17.48	8.30		
	1.66667	L	1.667	1.667	1.667	1.711	0.711	6.552	1.841	3.333333	1.84	2.31	26.09	0.92	0.87	25.76	51.84	17.28	8.59		
	2	L	2.000	2.000	2	1.711	0.711	6.9075	2.126	4	2.13	2.25	25.41	1.00	1.00	26.76	52.17	17.39	8.92		
	2.33333	L	2.333	2.333	2.333	1.711	0.711	7.263	2.390	4.666667	2.39	2.25	25.44	1.19	1.13	27.89	53.33	17.78	9.30		
	2.66667	L	2.667	2.667	2.667	1.711	0.711	7.6185	2.659	5.333333	2.66	2.29	25.92	1.33	1.25	29.14	55.06	18.35	9.71		
	3	L	3.000	3.000	3	1.711	0.711	7.974	2.965	6	2.96	2.37	26.81	1.48	1.40	30.54	57.35	19.12	10.18		
	3.16667	L	3.167	3.167	3.167	1.711	0.711	8.3295	3.102	6.333333	3.10	2.48	26.89	1.55	1.46	32.00	60.08	20.03	10.67		
	3.33333	L	3.333	3.333	3.333	1.711	0.711	8.6865	3.237	6.666667	3.24	2.63	28.70	1.62	1.53	33.52	63.23	21.08	11.17		
	3.5	L	3.500	3.500	3.5	1.711	0.711	9.0405	3.370	7	3.37	2.81	31.78	1.69	1.59	35.11	66.99	22.30	11.70		
	3.66667	L	3.667	3.667	3.667	1.711	0.711	9.396	3.501	7.333333	3.50	3.03	34.28	1.75	1.65	36.76	71.06	23.69	12.25		
	3.83333	L	3.833	3.833	3.833	1.711	0.711	9.7515	3.629	7.666667	3.63	3.25	36.76	1.81	1.71	38.47	75.23	25.08	12.82		
	4	L	4.000	4.000	4	1.711	0.711	10.107	3.758	8	3.76	3.45	39.18	1.88	1.77	40.24	79.43	26.48	13.41		
	4.33333	L	4.333	4.333	4.333	1.711	0.711	10.463	4.035	8.666667	4.03	3.68	41.59	2.02	1.90	42.14	83.74	27.91	14.05		
	4.66667	L	4.667	4.667	4.667	1.711	0.711	10.819	4.309	9.333333	4.31	3.89	44.00	2.15	2.03	44.17	88.17	29.39	14.72		
	5	L	5.000	5.000	5	1.689	0.689	11.168	4.580	10	4.58	4.14	46.87	2.29	2.16	48.33	92.20	31.07	15.44		
Lempung Berpasir Halus	5.33333	L	5.333	5.333	5.333	1.689	0.689	11.517	4.847	10.66667	4.85	4.44	50.17	2.42	2.28	48.82	98.78	32.93	16.21		
	5.66667	L	5.667	5.667	5.667	1.689	0.689	11.867	5.109	11.33333	5.11	4.78	54.02	2.55	2.41	51.02	105.04	35.01	17.01		
	6	L	6.000	6.000	6	1.689	0.689	12.216	5.367	12	5.37	5.16	58.41	2.68	2.53	53.55	111.96	37.32	17.85		
	7	L	7.000	7.000	7	1.689	0.689	12.566	5.623	14	6.21	5.63	63.34	3.11	2.93	56.48	119.92	39.94	18.83		
	8	L	8.000	8.000	8	1.689	0.689	12.915	5.746	16	7.05	6.08	68.75	3.52	3.32	59.80	128.59	42.86	19.83		
	9	L	9.000	9.000	9	1.689	0.689	13.265	5.786	18	7.87	6.54	73.97	3.93	3.71	63.51	137.47	45.82	21.17		
	10	L	10.000	10.000	10	1.689	0.689	13.614	5.674	20	8.67	6.97	78.87	4.34	4.09	67.80	146.46	48.82	22.53		
	11	L	11.000	11.000	11	1.689	0.689	13.964	5.470	22	9.47	7.37	83.37	4.73	4.48	72.06	155.43	51.81	24.02		
	12	L	12.000	12.000	12	1.689	0.689	14.313	10.254	24	10.25	7.74	87.49	5.13	4.83	76.89	164.38	54.79	25.63		
	11.8333	L	11.833	11.833	11.833	1.689	0.689	14.663	10.036	23.66667	10.04	8.07	91.22	5.02	4.73	81.82	172.84	57.61	27.21		
	11.6667	L	11.667	11.667	11.667	1.689	0.689	15.012	9.822	23.33333	9.82	8.36	94.57	4.91	4.63	86.25	180.82	60.27	28.75		
	11.5	L	11.500	11.500	11.5	1.689	0.689	15.362	9.611	23	9.61	8.66	97.98	4.81	4.53	90.78	188.76	62.92	30.26		
	11.3333	L	11.333	11.333	11.333	1.689	0.689	15.711	9.403	22.66667	9.40	8.97	101.45	4.70	4.43	95.21	198.05	65.55	31.74		
	11.1667	L	11.167	11.167	11.167	1.689	0.689	16.061	9.198	22.33333	9.20	9.24	104.49	4.60	4.33	99.54	204.03	68.01	33.18		
	11	L	11.000	11.000	11	1.689	0.689	16.41	8.996	22	9.00	9.47	107.12	4.50	4.24	103.78	210.90	70.30	34.59		
	11.5	L	11.500	11.500	11.5	1.793	0.793	16.807	9.329	23	9.33	9.67	109.33	4.66	4.40	108.18	217.51	72.50	36.06		
12	L	12.000	12.000	12	1.793	0.793	17.203	9.657	24	9.66	9.83	111.15	4.83	4.55	112.73	223.87	74.62	37.57			
12.5	L	12.500	12.500	12.5	1.793	0.793	17.6	9.800	25	9.98	9.94	112.46	4.99	4.70	117.43	229.89	76.63	39.14			
13	L	13.000	13.000	13	1.793	0.793	17.996	10.298	26	10.30	10.02	113.27	5.15	4.85	122.29	235.56	78.52	40.76			
13.5	L	13.500	13.500	13.5	1.793	0.793	18.393	10.611	27	10.61	10.12	114.40	5.31	5.00	127.29	241.69	80.56	42.43			
14	L	14.000	14.000	14	1.793	0.793	18.789	10.919	28	10.92	10.24	115.84	5.46	5.15	132.43	248.27	82.76	44.14			
14.3333	L	14.333	14.333	14.333	1.793	0.793	19.186	11.093	28.66667	11.09	10.40	117.58	5.55	5.23	137.65	255.23	85.08	45.89			
14.6667	L	14.667	14.667	14.667	1.793	0.793	19.582	11.264	29.33333	11.26	10.58	119.61	5.63	5.31	142.97	262.58	87.53	47.66			
15	L	15.000	15.000	15	1.793	0.793	19.979	11.433	30	11.43	10.68	120.81	5.72	5.39	148.35	269.17	89.72	49.45			
15.3333	L	15.333	15.333	15.333	1.793	0.793	20.375	11.600	30.66667	11.60	10.82	122.40	5.80	5.47	153.82	276.22	92.07	51.27			
15.6667	L	15.667	15.667	15.667	1.793	0.793	20.772	11.764	31.33333	11.76	10.96	123.94	5.88	5.54	159.36	283.30	94.43	53.12			
16	L	16.000	16.000	16	1.793	0.793	21.168	11.925	32	11.93	11.09	125.41	5.96	5.62	164.88	290.39	96.80	54.99			

Sumber : hasil perhitungan

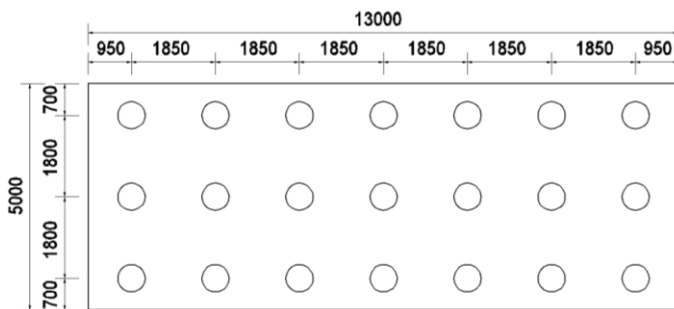
Dari hasil perhitungan tersebut kemudian dapat dibuat grafik hubungan antara daya dukung ijin dengan kedalaman pemancangan seperti ditunjukkan pada **Gambar 6.7**



**Gambar 6.7** Grafik Daya Dukung Ijin untuk Tiang Pancang Tunggal Diameter 60 cm

Setelah mencari perhitungan daya dukung tiang berdasarkan nilai SPT dengan diameter 60 cm, maka selanjutnya dicoba kembali dengan menggunakan diameter tiang yang berbeda, sehingga ada beberapa alternatif tiang yang dapat dipakai, lalu dipilih diameter tiang dan kedalaman yang paling efisien, untuk perhitungan daya dukung tiang berdasarkan nilai SPT dengan diameter 40 cm dan diameter 50 cm dilampirkan pada **Lampiran 2**.

Langkah selanjutnya adalah mencari nilai daya dukung tiang tunggal, tiang yang direncanakan harus mampu menahan beban akibat tekan dan beban akibat Tarik akibat dari beban kombinasi 1 s/d kombinasi 5. Tidak lupa juga untuk diperhitungkan apakah tiang yang direncanakan mampu menahan momen akibat gaya kombinasi dan defleksi tiang memenuhi syarat (defleksi tiang tidak boleh melebihi 2 cm). berikut ini adalah salah satu contoh perhitungan dari daya dukung tiang tunggal memakai diameter 60 cm.



**Gambar 6.8** Rencana Denah Pemancangan Pondasi Diameter 60cm

- Mencari nilai efisiensi tiang dalam grup (rumusan Converse-Labere)

$$\theta = \tan^{-1} \frac{D}{S} = \tan^{-1} \frac{60}{180} = 18.43$$

$$\begin{aligned} \text{efisiensi}(Ef) &= 1 - \frac{\arctan(\theta/s)}{90} \times \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \\ &= 1 - \frac{18.43}{90} \times \left( 2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{7} \right) = 0.69 \end{aligned}$$

Dimana :

D = dimensi tiang (60 cm)

S = jarak antar tiang

m = jumlah baris tiang dalam group

n = jumlah kolom tiang dalam group

- Mencari daya dukung ijin satu tiang dalam grup

$$Q_{ijin} = Q_{ult} \times Ef$$

Dimana :

$Q_{ult}$  = daya dukung satu tiang dari perhitungan SPT, dari Grafik pada **gambar 6.7** untuk kedalaman rencana 26 meter, diperoleh  $Q_{ult} = 87.53$  ton

Maka :

$$\begin{aligned} Q_{ijin} &= 87.53 \times 0.69 \\ &= 60.21 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Mencari nilai  $P_{max}$  dan  $P_{min}$  yang terjadi pada tiang akibat beban luar.

Dengan mengambil kombinasi pembebanan I yang paling menentukan, maka didapat nilai beban sebagai berikut :

$$V = 827.88 \text{ ton}$$

$$H = 141.07 \text{ ton}$$

$$M_y = 397.42 \text{ ton.m}$$

$$M_x = 174.41 \text{ ton.m}$$

$$n = \text{jumlah tiang rencana} = 21 \text{ buah}$$

$$X_{\max} = \text{jarak terjauh tiang arah X} = 1.8 \text{ m}$$

$$Y_{\max} = \text{jarak terjauh tiang arah Y} = 5.55 \text{ m}$$

$$\Sigma X^2 = 14 \times 1.8^2$$

$$= 45.36 \text{ m}^2$$

$$\Sigma Y^2 = (6 \times 1.85^2) + (6 \times 3.7^2) + (6 \times 5.55^2)$$

$$= 287.49 \text{ m}^2$$

$$P_{\max} = \frac{V}{n} + \frac{M_x * Y_{\max}}{\Sigma Y^2} + \frac{M_y * X_{\max}}{\Sigma X^2}$$

$$= \frac{827}{21} + \frac{175 * 5.55}{287.49} + \frac{397 * 1.8}{45.36} = 58.56t$$

$$Q_{ijin} = 60.21t \quad \mathbf{> P_{\max} = 58.56t. \quad OK}$$

$$P_{\min} = \frac{V}{n} - \frac{M_x * Y_{\max}}{\Sigma Y^2} - \frac{M_y * X_{\max}}{\Sigma X^2}$$

$$= \frac{827}{21} - \frac{175 * 5.55}{287.49} - \frac{397 * 1.8}{45.36} = 20.29t$$

$$Q_{tarik} = 47.66t \quad \mathbf{> P_{\min} = 20.29t. \quad OK}$$

- Perhitungan kekuatan 1 buah tiang pancang terhadap gaya horizontal.  
Menurut peraturan NAVFAC, untuk kondisi pilecap (kepala tiang tertahan) maka dihitung memakai kondisi 2.
- Menghitung faktor kekakuan relatif (T)  
Berikut ini adalah spesifikasi tiang pancang yang dipakai pada perencanaan :  
Mutu = K450 =  $450 \times 0.083 = 37.35 \text{ MPa}$

$$D_{\text{tiang}} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Tebal} = 0.1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} E &= 4700 \times (f_c')^{0.5} \\ &= 4700 \times (37.35)^{0.5} \\ &= 28723.88 \text{ N/mm}^2 \\ &= 287238.8 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I &= 1/64 \times \pi \times (D_{\text{luar}}^4 - D_{\text{dalam}}^4) \\ &= 1/64 \times \pi \times (0.6^4 - 0.4^4) \\ &= 0.0051050881 \text{ m}^4 \\ &= 510508.81 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$C_u = 1.92 \text{ ton/m}^2$$

$$q_u = 2 \times C_u$$

$$= 3.84 \text{ ton/m}^2 (\text{tanah very soft to soft})$$

Lalu lihat grafik NAVFAC, DM – 7, 1971

$$\begin{aligned} f &= 3 \text{ t/ft}^3 \\ &= 3 \times 0.032 \\ &= 0.096 \text{ kg/cm}^3 \end{aligned}$$

Maka didapat nilai faktor kekakuan relative (T) :

$$T = \frac{EI^{\frac{1}{5}}}{f} = \frac{287238.8 \times 510508.81^{\frac{1}{5}}}{0.096} = 273.4 \text{ cm}$$

- Menghitung nilai  $M_p$  yang terjadi pada tiang akibat beban luar.

$$\frac{L}{T} = \frac{2600}{273.4} = 9.51$$

$$P = \frac{H}{n} = \frac{\sqrt{133.6^2 + 45.3^2}}{21} = 6.72 \text{ t}$$

Lalu lihat grafik NAVFAC, DM – 7, 1971.

Didapatkan nilai  $F_m = 0.90$

Maka didapatkan nilai  $M_p$  :

$$\begin{aligned} M_p &= F_m \times (PT) \\ &= 0.90 \times (6.72 \times 273.4) \\ &= 1653 \text{ ton.cm} \end{aligned}$$



$$= 16.53 \text{ ton.m}$$

Bandingkan dengan nilai  $M_{\text{crack}}$  yang dimiliki oleh tiang pancang, nilai  $M_{\text{crack}}$  untuk diameter 60 cm = 29 ton.m.

$$Mp = 16.53 \text{ t.m} < M_{\text{crack}} = 29 \text{ t.m} \quad \text{OK}$$

- Menghitung nilai lendutan ( $\delta$ ) yang terjadi pada tiang akibat beban luar.

Lendutan yang terjadi pada tiang tidak boleh lebih dari 2 cm.

$$P = 6720 \text{ kg}$$

$$T = 273.4 \text{ cm}$$

$$E = 287238.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 510508.81 \text{ cm}^4$$

Lalu lihat grafik NAVFAC, DM - 7, 1971.

Didapatkan nilai  $F\delta = 0.93$ .

Maka didapatkan nilai lendutan ( $\delta$ ) :

$$\begin{aligned} \delta P &= F\delta \left( \frac{PT}{EI} \right)^3 \\ &= 0.93 \left( \frac{6720 * 273.4}{287238.8 * 510508.81} \right)^3 = 0.87 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\delta = 0.87 \text{ cm} < 2 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

- Periksa apakah mutu beton rencana mampu untuk memikul gaya aksial tekan dari beban luar.

$$A = \text{luasan tiang pancang (1571 cm}^2\text{)}$$

$$\text{Mutu} = K450 = 450 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 58560 \text{ kg}$$

$$\frac{P}{A} < \frac{K450}{6}$$

$$\frac{58560}{1571} < \frac{450}{6} = 37.28 \text{ kg/cm}^2 < 65 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

maka pondasi dengan perencanaan seperti diatas memenuhi syarat dan dapat digunakan.

#### 6.4 Penurunan Konsolidasi Kelompok Tiang

Oleh karena panjang tiang masing – masing adalah 26 meter, maka distribusi tegangan dimulai dari kedalaman 17.3 meter dibawah puncak tiang. Diketahui data – data sebagai berikut :

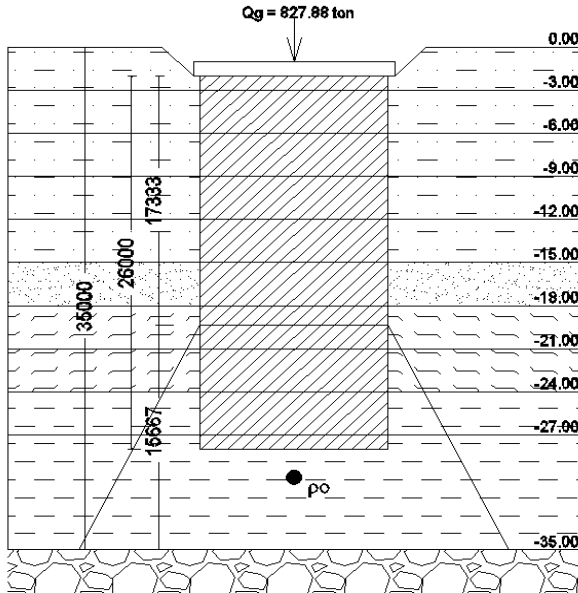
$$Q_g = 827.88 \text{ ton}$$

$$L_g = 12.1 \text{ m}$$

$$B_g = 4.2 \text{ m}$$

**Tabel 6.13** Data Tanah Lokasi Sisi Barat

DEPTH (Meter)	$\gamma_{\text{sat}}$ (ton/m <sup>3</sup> )	Cu (ton/m <sup>2</sup> )	Cc	Cs	e	Pc' (ton/m <sup>2</sup> )
-3.00	1.599	1.920	1.46	0.146	1.541	12.00
-6.00	1.636	0.890	1.40	0.140	1.460	11.90
-9.00	1.662	0.470	1.35	0.135	1.373	11.80
-12.00	1.639	1.280	1.31	0.131	1.368	11.80
-15.00	1.629	9.600	1.25	0.125	1.331	11.70
-18.00	1.663	2.710	1.28	0.128	1.298	11.93
-21.00	1.682	2.940	1.34	0.134	1.254	11.80
-24.00	1.725	2.720	1.43	0.143	1.211	11.90
-27.00	1.735	3.440	1.45	0.145	1.192	12.00
-35.00	1.788	4.040	1.44	0.144	1.021	11.85



**Gambar 6.9** Penyebaran Beban Pondasi Grup

$$\Delta\rho = \frac{Q_g}{(L_g + z_1)(B_g + z_1)}$$

$$= \frac{827.88}{(12.1 + 7.835)(4.2 + 7.835)} = 3.45t / m^2$$

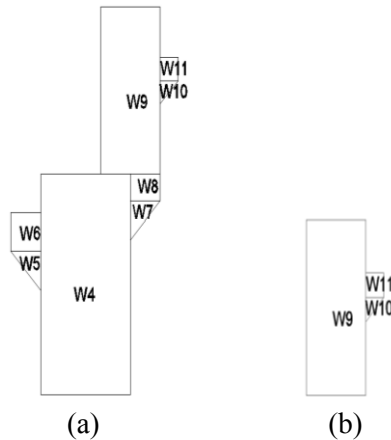
$$\begin{aligned} Po' &= (3 \times (1.599-1)) + (3 \times (1.636-1)) + (3 \times (1.662-1)) + (3 \times (1.639-1)) + (3 \times (1.629-1)) \\ &+ (3 \times (1.633-1)) + (3 \times (1.682-1)) + (3 \times (1.725-1)) + (3 \times (1.735-1)) + (0.165 \times (1.788-1)) \\ &= 1.797 + 1.908 + 1.986 + 1.917 + 1.887 + 1.989 + 2.046 + 2.175 + 2.205 + 0.13 \\ &= 18.04 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Kondisi lapisan tanah tersebut adalah terkonsolidasi normal sehingga dipakai rumus :

$$\begin{aligned}
 Sc &= \frac{Cs}{1 + e_o} H \log \frac{P_0' + \Delta P}{P_0'} \\
 &= \frac{0.144}{1 + 1.021} 8 \log \frac{18.04 + 3.45}{18.04} \\
 &= 0.043 \text{ m} = 43 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

### 6.5 Perhitungan Penulangan *Abutment*

Untuk perhitungan Penulangan *abutment*, untuk nilai Momen Ultimate dibagi menjadi dua bagian, yaitu Momen Ultimate untuk dinding *abutment* dan Momen Ultimate untuk kepala *abutment*. Untuk mendapatkan nilai tersebut akan disajikan pada **Tabel 6.14** dan **Tabel 6.15** :



**Gambar 6.10** (a) Dimensi Dinding *abutment* (b) Dimensi kepala *abutment*

**Tabel 6.14** Nilai Mu Dinding *abutment*

Kh=	0.07294131			
Kode	Berat (kN)	Teq (kN)	Lengan(m)	Momen (kNm)
Struktur Atas	909.16	66.32	2.85	189.00
IV	1333.8	97.29	1.425	138.64
V	351	25.60	1.68	43.01
VI	655.2	47.79	2.1	100.36
VII	39	2.84	2.33	6.63
VIII	54.6	3.98	2.675	10.65
IX	670.8	48.93	3.925	192.05
X	14.04	1.02	3.95	4.05
XI	28.08	2.05	4.2	8.60
	Peq=	295.83	Meq=	692.98

*Sumber : hasil perhitungan*

**Tabel 6.15** Nilai Mu kepala *abutment*

Kh=	0.07294131			
Kode	Berat (kN)	Teq (kN)	Lengan(m)	Momen (kNm)
IX	670.8	48.93	1.075	52.60
X	14.04	1.02	1.1	1.13
XI	28.08	2.05	1.35	2.77
	Peq=	52.00	Meq=	56.49

*Sumber : hasil perhitungan*

#### **A. Penulangan Dinding *Abutment***

- Tulangan Lentur

Direncanakan memakai tulangan D25 mm (utama) dan D19 (horizontal), sehingga :

$$M_U = 692.98 \text{ Knm} = 6.93 \times 10^8 \text{ Nmm}$$

$$f_c' \text{ beton} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_y \text{ tulangan} = 290 \text{ MPa}$$

$$E \text{ tulangan} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal dinding} = 1500 \text{ mm}$$

$$d' = 75 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$d = 1500 - 75 = 1425 \text{ mm}$$

Lebar = 13000 mm  
 Dx =  $1425 - (0.5 * (\phi - \phi')) = 1393.5 \text{ mm}$   
 rasio minimum dari luas tulangan vertical terhadap luas bruto

$$R_n = \frac{M_U}{\phi b d^2} = \frac{6.93 \times 10^8}{0.8 \times 13000 \times 1425^2} = 0.033$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{290}{0.85(35)} = 9.75$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{9.75} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9.75 \times 0.033}{290}} \right) \\ &= 0.00014 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 25\% \times \frac{1.4}{f_y} = 0.25 \times \frac{1.4}{290} = 0.0012$$

Maka digunakan  $\rho_{\min}$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d_x \\ &= 0.0012 \times 13000 \times 1393.5 \\ &= 21863.53 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diambil 46 D 25 =  $A_s = 22580.2 \text{ mm}^2$

Jarak antar tulangan

$$\begin{aligned} S &= 13000 / 46 \\ &= 282.6 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi dipakai tulangan D25 - 280

- Penulangan susut

Dipakai nilai penulangan susut sebesar 20% dari tulangan lentur.

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \times A_s \\ &= 0.2 \times 21863.53 \\ &= 4372.7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Diambil } 16 \text{ D } 19 = A_s = 4536.46 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan

$$\begin{aligned} S &= 5000 / 16 \\ &= 312.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi dipakai tulangan D19 - 300

### **B. Penulangan Poer Arah Longitudinal**

Penulangan poer direncanakan dengan jumlah tulangan minimum untuk mutu baja  $f_y = 290 \text{ MPa}$  sesuai dengan ditetapkan pada SNI 2847 – 2013 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= 25\% \times (1.4 / f_y) \\ &= 0.25 \times (1.4 / 290) \\ &= 0.0012 \end{aligned}$$

Bila direncanakan memakai tulangan D25 mm, maka:

$$\begin{aligned} d' &= 70 - (0.5 \times 25) = 82.5 \text{ mm} \\ d &= 1000 - 82.5 = 917.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Untuk kebutuhan tulangan), maka:

$$\begin{aligned} A_{s_{\min}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0012 \times 13000 \times 917.5 \\ &= 14313 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Diambil } 30 \text{ D } 25 = A_s = 14726 \text{ mm}^2$$

$$\text{Spasi} = 13000 / (30-1) = 448 \text{ mm}$$

Jadi untuk penulangan arah longitudinal dipakai D25 – 400.

### **C. Penulangan Poer Arah Transversal**

Untuk penulangan poer arah transversal direncanakan dengan tulangan susut dan suhu dengan perhitungan sebagai berikut :

- $\rho_{\min}$  menurut SNI 2847 – 2013 untuk  $f_y = 290 \text{ MPa}$  adalah 0.002
- $$\begin{aligned} A_{s_{\min}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0.002 \times 1000 \times 917.5 \end{aligned}$$

$$= 1835 \text{ mm}^2$$

$$\text{Diambil } D25 - 300 = A_s = 1963 \text{ mm}^2$$

#### D. Penulangan Kepala *Abutment*

- Tulangan Lentur

Direncanakan memakai tulangan D19 mm (utama) dan D19 (horizontal), sehingga :

$$M_U = 56.49 \text{ Knm} = 5.65 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$f_c' \text{ beton} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_y \text{ tulangan} = 290 \text{ MPa}$$

$$E \text{ tulangan} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal dinding} = 1000 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$d = 1000 - 50 = 950 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar} = 13000 \text{ mm}$$

$$D_x = 950 - (0.5 * (\phi - \phi')) = 921.5 \text{ mm}$$

rasio minimum dari luas tulangan vertical terhadap luas tulangan bruto

$$R_n = \frac{M_U}{\phi b d^2} = \frac{5.65 \times 10^7}{0.8 \times 13000 \times 950^2} = 0.006$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{290}{0.85(35)} = 9.75$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{9.75} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9.75 \times 0.006}{290}} \right) \\ &= 0.00002 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 25\% \times \frac{1.4}{f_y} = 0.25 \times \frac{1.4}{290} = 0.0012$$



Maka digunakan  $\rho_{\min}$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d_x \\ &= 0.0012 \times 13000 \times 921.5 \\ &= 14458.02 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diambil 52 D 19 =  $A_s = 14743.5 \text{ mm}^2$

Jarak antar tulangan

$$S = 13000 / 52 = 250 \text{ mm}$$

Jadi dipakai tulangan D19 - 250

- Penulangan susut

Maka digunakan  $\rho_{\min}$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d_x \\ &= 0.0012 \times 2450 \times 921.5 \\ &= 2724.78 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diambil 10 D 19 =  $A_s = 2835.28 \text{ mm}^2$

Jarak antar tulangan

$$S = 2450 / 10 = 245 \text{ mm}$$

Jadi dipakai tulangan D19 - 240

## **BAB VII PENUTUP**

### **7.1 Kesimpulan**

Dalam perencanaan Tugas Akhir ini dapat diperoleh kesimpulan yaitu:

Dari perencanaan yang ada diperoleh data sebagai berikut:

- a. Elevasi akhir timbunan yang direncanakan adalah setinggi  $\pm 4$  meter untuk Timbunan Sisi Barat dan Timbunan Sisi Timur. Tinggi timbunan awal ( $H_{\text{INITIAL}}$ ) yang dibutuhkan adalah sebesar 5.5 meter untuk Timbunan Sisi Barat dan 5 meter untuk Timbunan Sisi Timur. Besarnya pemampatan yang terjadi untuk Timbunan Sisi Barat adalah sebesar 1.5 meter, sedangkan untuk Sisi Timur adalah sebesar 1 meter.
- b. Untuk Timbunan Sisi Barat dibutuhkan waktu selama 76.93 tahun untuk mencapai derajat konsolidasi 90 % ( $U = 90 \%$ ). Sedangkan untuk Timbunan Sisi Timur dibutuhkan waktu selama 45.014 tahun untuk mencapai derajat konsolidasi 90 % ( $U = 90 \%$ ). Dengan waktu yang sangat lama tersebut maka dibutuhkan percepatan konsolidasi dengan memasang *Prefabricated Vertical Drain* (PVD).
- c. PVD yang digunakan yaitu tipe Flo drain dengan ukuran 100 mm x 4 mm. Dipilih pemasangan dengan pola segitiga dan jarak pemasangan (S) 1.4 meter untuk Timbunan Sisi Barat dan jarak pemasangan (S) 1.3 meter untuk Timbunan Sisi Timur. Hal ini dilakukan untuk mencapai derajat konsolidasi 90 % ( $U = 90 \%$ ) dalam waktu 11

- minggu untuk Timbunan Sisi Barat dan 10 minggu untuk Timbunan Sisi Timur.
- d. Penimbunan dilakukan secara bertahap dengan kecepatan penimbunan setinggi 50 cm / minggu. Tahapan penimbunan menghasilkan peningkatan daya dukung (kenaikan nilai kohesi *undrained* /  $C_u$ ) tanah asli. Tinggi kritis timbunan ( $H_{CR}$ ) adalah 3.5 meter untuk Timbunan Sisi Barat dan 3 meter untuk Timbunan Sisi Timur dengan faktor keamanan / *Safety Factor* (SF) rencana sebesar 1.2.
- e. cerucuk beton / micropile segiempat dengan ukuran 20 cm x 20 cm menghasilkan kebutuhan cerucuk sebanyak 10 buah / meter dengan panjang satu buah cerucuk 8.5 meter untuk Timbunan Sisi Barat, dan kebutuhan cerucuk sebanyak 13 buah / meter dengan panjang satu buah cerucuk 4 meter.
- Geotextile yang digunakan yaitu tipe STABILENKA 300/45 dengan nilai kekuatan Tarik maksimum sebesar 300 kN/m'. Didapatkan perhitungan perkuatan dengan geotextile jarak layer ( $S_v$ ) pemasangan 0.5 meter menghasilkan kebutuhan geotextile sebanyak 10 lapis untuk Timbunan Sisi Barat dan 10 lapis untuk Timbunan Sisi Timur.
  - Cerucuk dan Geotextile sama – sama dapat digunakan untuk mencegah terjadinya kelongsoran timbunan, namun dalam hal mencegah pemampatan tanah dasar geotextile berguna sebagai separator yang dapat mencegah bercampurnya timbunan pilihan dengan tanah dasar yang jelek. Geotextile juga lebih mudah dalam pelaksanaannya dibandingkan cerucuk

dan tidak memakan waktu yang lama dalam penginstalannya. Sehingga dalam perencanaan ini dipilih penggunaan geotextile sebagai alternatif perbaikan tanah dasar.

- f. Untuk Perencanaan *Abutment* dipakai tiang pancang spun pile produksi dari WIKA BETON dengan spesifikasi tiang pancang Diameter 60 cm dengan tebal 10 cm. untuk *abutment* Sisi Barat dibutuhkan tiang pancang sebanyak 21 buah dengan kedalaman pemancangan sedalam 26 meter. Dan untuk *abutment* Sisi Timur dibutuhkan tiang pancang sebanyak 15 buah dengan kedalaman 20 meter.
- g. Untuk Perencanaan penulangan *abutment* untuk penulangan dinding *abutment* dipakai tulangan D25 – 280 dengan tulangan geser D19 – 300. Untuk penulangan kepala *abutment* dipakai tulangan D19 -250 dengan tulangan geser D19 – 240. Sedangkan untuk penulangan *poer abutment* dipakai tulangan D25 – 400 untuk penulangan arah longitudinal dan tulangan D25 – 300 untuk penulangan arah transversal.

## 7.2 Saran

Untuk dapat mencapai target pekerjaan yang diinginkan serta hasil yang maksimal, maka perlu digunakan alternatif perbaikan yang lebih cepat dalam pelaksanaannya serta dapat mendukung beban yang bekerja, maka dalam tugas akhir ini digunakan perkuatan berupa Geotextile. Dalam pelaksanaan pekerjaan instalasi Geotextile, perlu dilakukan pengawasan oleh ahli yang berpengalaman dalam hal instalasi Geotextile agar hasilnya sesuai dengan spesifikasi yang disyaratkan.

## **DAFTAR PUSTAKA**

- Bowles, J.E. 1991. Sifat-sifat Fisis dan Geoteknis Tanah.  
Jakarta : Erlangga.
- Das, Braja M., (translated by Mochtar N.E, and Mochtar  
I.B.). 1985. Mekanika Tanah (Prinsip – prinsip  
Rekayasa Geoteknik) Jilid I. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja M., (translated by Mochtar N.E, and Mochtar  
I.B.). 1985. Mekanika Tanah (Prinsip – prinsip  
Rekayasa Geoteknik) Jilid II. Jakarta: Erlangga.
- Wahyudi, Herman. 1999. Daya Dukung Pondasi Dalam.  
Surabaya. Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS.
- Mochtar, Noor Endah 2012. Modul Ajar Metode  
Perbaikan Tanah. Surabaya : Institut Teknologi  
Sepuluh Nopember.
- PJKA. 2012. Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api  
(Peraturan Menteri Perhubungan Republik  
Indonesia Nomor PM.60
- Citra, Mardhika. 2015. Perencanaan Timbunan Jalan Pada  
Lingkar Luar Timur Surabaya STA 14+050 –  
STA 14+400. Surabaya : Institut Teknologi  
Sepuluh Nopember.

- Andi, Eko. 2001. Perencanaan Konstruksi Oprit Dan Abutment Jembatan Pada Proyek Peningkatan Jalan Ruas Widang-Gresik II (Kasus Jembatan Otek, Sungai Dapur, Lamongan, Jawa Timur). Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- Indriyaningsih, Erni. 2011. Alternatif Konstruksi Perbaikan Tanah Di Bawah Oprit Jembatan Sungai Marmoyo Tol Surabaya Mojokerto STA 41 + 100 – STA 41 + 675. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

# DRILLING LOG

Project name	=	JEMBATAN DOUBLE TRACK MADIUN - PARON	Type of Drilling	Rotary drilling machine	<u>Remarks.</u> UD = Undisturb Sample CS = Core Sample SPT = SPT Test
Client	=	PT. KAI	Date Start	31-Oct-11	
Project Location	=		Date End	4-Nov-11	
Bore Hole Name	=	BH -570 (1)	Driller	Pak Sampun	
Elevation	=	-			

[illegible]

## REKAP HASIL TEST

**CLIENT** : PT. KAI  
**PROJECT** : DOUBLE TRACK MADIUN-PARON  
**LOCATION** :

**POINT** : BH - 570  
**MASTER BOR** : P. SAMPUN  
**DATE** : 21-Nov-11

DEPTH (Meter)	VOLUMETRI + GRAVIMETRI								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc (%)	n	$\gamma_t$ (gr/cc)	$\gamma_d$ (gr/cc)	$\gamma_{sat}$ (gr/cc)	Pp (kg/cm <sup>2</sup> )	Cc	Cv (cm <sup>2</sup> /dtk)
-3.00	2.521	1.541	100.000	61.13	60.65	1.599	0.629	1.599	1.20	1.46	1.44E-03
-6.00	2.565	1.460	100.000	56.92	59.35	1.636	0.665	1.636	1.19	1.40	1.64E-03
-9.00	2.572	1.373	100.000	53.38	57.86	1.662	0.701	1.662	1.18	1.35	1.36E-03
-12.00	2.514	1.368	100.000	54.42	57.77	1.639	0.692	1.639	1.18	1.31	1.31E-03
-15.00	2.467	1.331	100.000	53.95	57.10	1.629	0.699	1.629	1.17	1.25	1.35E-03
-18.00	2.523	1.298	100.000	51.45	56.48	1.663	0.724	1.663	1.19	1.28	1.44E-03
-21.00	2.538	1.254	100.000	49.41	55.63	1.682	0.746	1.682	1.18	1.34	1.24E-03
-24.00	2.602	1.211	100.000	46.54	54.77	1.725	0.780	1.725	*	*	*
-27.00	2.611	1.192	100.000	45.65	54.38	1.735	0.791	1.735	*	*	*
-30.00	2.593	1.021	100.000	39.38	50.52	1.788	0.885	1.788	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			STRENGTH			PERMEABILITAS
	G (%)	S (%)	S+CI (%)	LL (%)	PL (%)	IP (%)	$\phi$	C (kg/cm <sup>2</sup> )	Cu (kg/cm <sup>2</sup> )	
-3.00	0.04	2.80	97.16	72.43	33.41	39.02	0	*	0.192	*
-6.00	0.02	5.96	94.02	68.12	31.65	36.47	0	*	0.089	*
-9.00	0.28	5.07	94.65	65.03	30.62	34.41	0	*	0.047	*
-12.00	0.00	1.56	98.44	68.25	32.83	35.42	0	*	0.128	*
-15.00	0.00	0.50	99.50	64.32	31.93	32.39	0	*	0.960	*
-18.00	0.00	19.39	80.61	55.09	30.67	24.42	0	*	0.271	*
-21.00	0.00	1.01	98.99	62.29	31.27	31.02	0	*	0.294	*
-24.00	0.00	3.50	96.50	64.4	32.51	31.89	0	*	0.272	*
-27.00	0.00	6.59	93.41	48.1	29.79	18.31	0	*	0.344	*
-30.00	0.00	6.09	93.91	52.38	29.44	22.94	0	*	0.404	*



DRILLING LOG																					
Project name = JEMBATAN DOUBLE TRACK MADIUN - PARON										Type of Drilling		Rotary drilling machine			Remarks						
Client = PT. KAI										Date Start		26-Oct-11			UD = Undisturb Sample						
Project Location =										Date End		28-Oct-11			CS = Core Sample						
Bore Hole Name = BH -491 (1)										Driller		Pak Sampun			SPT = SPT Test						
Elevation = -																					
Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test								
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm			N - Value				
														15 cm	15 cm	15 cm					
0.00	0.00	START OF BORING														0 10 20 30 40 50					
1.00	-1.00				LEMPUNG	ABU - ABU	SPT = 3 s/d 5	SOFT TO MIDIUM	-2.50	UD 01	-3.00	∇ SPT 1	3	1	1	2					
2.00	-2.00								-3.00		-3.45								3		
3.00	-3.00																		1	1	2
4.00	-4.00																				
5.00	-5.00																				
6.00	-6.00				LEMPUNG BERLANAU	ABU - ABU KEHITAMAN / GELAP	SPT = 5 s/d 7	MIDIUM	-5.50	UD 02	-6.00	∇ SPT 2	5	1	2	3	5				
7.00	-7.00								-6.00		-6.45										
8.00	-8.00																				
9.00	-9.00								-8.50	UD 03	-9.00	∇ SPT 3	5	2	2	3	5				
10.00	-10.00								-9.00		-9.45										
11.00	-11.00				LEMPUNG BERLANAU	ABU - ABU KEHITAMAN / GELAP	SPT = 5 s/d 7	MIDIUM	-11.50	UD 04	-12.00	∇ SPT 4	7	2	3	4	7				
12.00	-12.00									-12.00		-12.45									
13.00	-13.00																				
14.00	-14.00									-14.50	UD 05	-15.00	∇ SPT 5	10	3	4	6	10			
15.00	-15.00									-15.00		-15.45									
16.00	-16.00				PASIR BERLANAU BERLEMPUNG	ABU - ABU KECOKLATAN	SPT = 29 s/d 38	MEDIUM TO DENSE	-17.50	UD 06	-18.00	∇ SPT 6	38	5	14	24	38				
17.00	-17.00									-18.00		-18.45									
18.00	-18.00																				
19.00	-19.00																				
20.00	-20.00									-20.50	UD 07	-21.00	∇ SPT 7	40	6	15	25	40			
21.00	-21.00				PASIR BERLANAU SEDIKIT BERLEMPUNG	ABU - ABU KECOKLATAN	SPT = 38 s/d 40	DENSE	-21.00		-21.45										
22.00	-22.00																				
23.00	-23.00									-23.50	UD 08	-24.00	∇ SPT 8	28	8	13	15	28			
24.00	-24.00									-24.00		-24.45									
25.00	-25.00																				
26.00	-26.00				LEMPUNG BERLANAU	ABU-ABU	SPT = 25 S/d 28	VERY STIFF	-26.50	UD 09	-27.00	∇ SPT 9	25	8	10	15	25				
27.00	-27.00									-27.00		-27.45									
28.00	-28.00																				
29.00	-29.00																				
30.00	-30.00									-29.50	UD 10	-30.00	∇ SPT 10	27	9	12	15	27			
									-30.00		-30.45										

## REKAP HASIL TEST

**CLIENT** : PT. KAI  
**PROJECT** : DOUBLE TRACK MADIUN - PARON  
**LOCATION** :

**POINT** : BH - 491  
**MASTER BOR** : P. SAMPUN  
**DATE** : 21-Nov-11

DEPTH (Meter)	VOLUMETRI + GRAVIMETRI								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc (%)	n	$\gamma_t$ (gr/cc)	$\gamma_d$ (gr/cc)	$\gamma_{sat}$ (gr/cc)	Pp (kg/cm <sup>2</sup> )	Cc	Cv (cm <sup>2</sup> /dtk)
-3.00	2.531	1.577	100.000	62.31	61.20	1.594	0.619	1.594	1.20	1.33	1.41E-03
-6.00	2.579	1.506	100.000	58.39	60.10	1.630	0.650	1.630	1.19	1.38	1.34E-03
-9.00	2.576	1.425	100.000	55.32	58.76	1.650	0.680	1.650	1.18	1.42	1.36E-03
-12.00	2.603	1.368	100.000	52.55	57.77	1.677	0.708	1.677	1.18	1.34	1.24E-03
-15.00	2.554	1.487	100.000	58.22	59.79	1.625	0.653	1.625	1.16	1.25	1.38E-03
-18.00	2.543	0.947	100.000	37.24	48.64	1.793	0.921	1.793	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			STRENGTH			PERMEABILITAS
	G (%)	S (%)	S+CI (%)	LL (%)	PL (%)	IP (%)	$\phi$	C (kg/cm <sup>2</sup> )	Cu (kg/cm <sup>2</sup> )	
-3.00	0.00	4.31	95.69	68.74	33.87	34.87	0	*	0.143	*
-6.00	0.00	1.95	98.05	73.53	31.27	42.26	0	*	0.258	*
-9.00	0.00	7.23	92.77	68.13	31.23	36.9	0	*	0.411	*
-12.00	0.00	5.44	94.56	62.01	31.55	30.46	0	*	0.334	*
-15.00	0.23	4.54	95.23	67.56	32.59	34.97	0	*	0.291	*
-18.00	0.00	46.77	53.23	NP	NP	NP	36	*	0.000	*



## SPECIFICATION FOR PREFABRICATED VERTICAL DRAIN

### 1.0 GENERAL

This work comprises of supply and installation of prefabricated vertical drains in accordance to the Specifications and Drawings.

### 2.0 MATERIALS

#### 2.1 General Requirements

Prefabricated vertical drains (PVD) shall be of newly manufactured materials from an approved manufacturer and consist of a polymer core enclosed within an external non-woven filter jacket, and shall comply with the requirements as indicated in Tables 1a, 1b and 1c. *For each type of drains to be used, the manufactured PVD to be used on site shall be subjected to all the tests specified in Tables 1a, 1b and 1c in independent laboratories approved by the Engineer. The types of PVD to be used at site shall be subjected to approval by the Engineer.*

The filter jacket shall be capable of resisting all bending, puncturing and tensioning subjected during installation and design life of the drain.

The core shall be made of continuous plastic material fabricated to facilitate drainage along the axis of the vertical drain. The core shall be a profiled strip with or without perforation or a profiled mat with an open or closed structure.

The prefabricated vertical drain shall be resistant against rotting, mildew, bacterial action, insect, salts, acids, alkalis, solvent and other constituents in ground water.

#### 2.2 Transportation and Storage

The vertical drain materials shall be labeled or tagged for sample identification and other quality control purposes. Each roll shall be identified by the manufacturer by lot number, individual roll number, date of manufacture, manufacturer and product identification of the jacket and core. *Products without proper identification approved by the Engineer shall be rejected. If products that do not comply to this requirement were installed, the works shall also be rejected and necessary remedial works shall be carried out by Contractor to the satisfaction of the Engineer.*

During transportation and storage, the drain shall be wrapped in heavy paper, burlap or similar heavy duty protection covering. The drain shall be protected from sunlight, mud, dirt, dust, debris and other detrimental substances during transport and on site storage.

All materials which are damaged during transportation, handling or storage and do not meet the minimum requirements of the vertical drain specifications shall be rejected by the Engineer. No payment of any kind shall be made on the rejected product.

#### 2.3 Quality Control and Testing

The Contractor shall indicate the proposed source of the materials prior to delivery to site. The Contractor shall also submit samples and Manufacturer's certificates to verify the physical, mechanical and hydraulic properties of the drain to be used for Engineer's approval.

Prior to installation and at the discretion of the Engineer, an individual test sample shall be cut from at least one roll selected at random to represent each batch or every 100,000 metres,

whichever is lesser. Individual sample shall be not less than 3 metres in length and shall be full width. Samples submitted for tests shall indicate the linear metre of drain and manufacturer's identifications represented by the sample.

**Table 1a: Properties of Prefabricated Vertical Drain**

Properties	Test Designation	Required Value
Width (mm)	-	100 ± 2
Thickness (mm)	-	3 to 4
Tensile Strength of Drain (kN)	ASTM D4595-86	> 1.5 @10% strain
Elongation at Break (%)		≥ 2
Elongation at 0.5kN (%)	ASTM D4362	≤ 10

**Table 1b: Discharge Capacity of Prefabricated Vertical Drain (ASTM D4716)**

	Required Value
Discharge capacity for straight drain at hydraulic gradient $i = 0.1$ and 250kPa* (m <sup>3</sup> /s)	≥ 50 x 10 <sup>-6</sup>
Discharge capacity for buckled drain at hydraulic gradient $i = 0.1$ and 150kPa* (m <sup>3</sup> /s)	≥ 15 x 10 <sup>-6</sup>






\*If (drain depth + 2 x fill height) > 25m but < 50m, pressure shall be 500kPa for straight drain and 350kPa for buckled drain.

**Table 1c: Properties of Filter Jacket**

Properties	Test Designation	Unit	Required Value
Wide width tensile strength	ASTM D4595-86	kN/m	>2
Trapezoidal tear strength	ASTM D4533-91	N	>100
Grab strength	ASTM D4632	N	>350
Puncture resistance	ASTM D4833	N	>100
Burst strength	ASTM D3786-80a	kN/m <sup>2</sup>	>900
Permeability at 100mm head	ASTM D4491	m/s	≥1x10 <sup>-4</sup>
Permittivity	ASTM D4491-92	s <sup>-1</sup>	>0.4
Apparent pore size, O <sub>90</sub> **	ASTM D4751-87	micron	<80
Mass to Area Ratio	Manufacturer	g/m <sup>2</sup>	120

\*\* Alternatively, O<sub>95</sub> shall be < 90micron

Should any individual sample randomly selected fail to meet the specification, then that roll shall be rejected and two additional samples shall be taken at random from two other rolls representing the same batch on 100,000 metres. If either of these two additional samples fails to comply with the specification, then the entire batch of vertical drains represented by the samples shall be rejected.

No	Type	Gbr	Mutu Beton	Tulangan besi $\phi$	Sengkang besi $\phi$	Dimensi Sisi (cm)	Berat Beton kg/m <sup>3</sup>	P (beban) Vertikal (ton)	Transportasi Min 35 m <sup>3</sup>	Harga per 1 m <sup>3</sup> per 2 m <sup>3</sup> per 3 m <sup>3</sup> per 6 m <sup>3</sup>						Jasa pemasangan n = 350 m <sup>3</sup>		
I	Segi Tiga		K - 450	13	6	30	216 kg	32	Rp 40.500 /M	Rp 183.689	Rp 267.377	Rp 40.086	Rp 802.132	Rp 28.286			Rp 28.286	
			K - 450	16	8	30	6	216 kg	34	Rp 40.500 /M	Rp 165.268	Rp 300.596	Rp 465.804	Rp 931.607	Rp 28.286			Rp 28.286
			K - 450	19	8	30	6	216 kg	38	Rp 40.500 /M	Rp 172.918	Rp 345.836	Rp 518.754	Rp 1.037.508	Rp 28.286			Rp 28.286
No	Type	Gbr	Mutu Beton	Tulangan besi $\phi$	Sengkang besi $\phi$	Dimensi Sisi (cm)	Berat Beton kg/m <sup>3</sup>	P (beban) Vertikal (ton)	Transportasi Min 31 m <sup>3</sup>	Harga per 1 m <sup>3</sup> per 2 m <sup>3</sup> per 3 m <sup>3</sup> per 6 m <sup>3</sup>						Jasa pemasangan n = 350 m <sup>3</sup>		
I	Segi Tiga		K - 450	13	6	32	6	246 kg	35	Rp 46.080 /M	Rp 145.888	Rp 283.976	Rp 440.953	Rp 881.927	Rp 28.286			Rp 28.286
			K - 450	16	8	32	6	246 kg	38	Rp 46.080 /M	Rp 168.748	Rp 337.455	Rp 506.743	Rp 1.012.466	Rp 28.286			Rp 28.286
			K - 450	19	8	32	6	246 kg	40	Rp 46.080 /M	Rp 186.398	Rp 372.955	Rp 559.493	Rp 1.118.388	Rp 28.286			Rp 28.286
No	Type	Gbr	Mutu Beton	Tulangan besi $\phi$	Sengkang besi $\phi$	Dimensi Sisi (cm)	Berat Beton kg/m <sup>3</sup>	P (beban) Vertikal (ton)	Transportasi min 178 m <sup>3</sup>	Harga per 1 m <sup>3</sup> per 2 m <sup>3</sup> per 3 m <sup>3</sup> per 6 m <sup>3</sup>						Jasa pemasangan n = 350 m <sup>3</sup>		
I	Segi Empat		K - 450	10	6	16	6	614 kg	21	Rp 11.570 /M	Rp 99.429	Rp 188.659	Rp 298.788	Rp 596.576	Rp 28.286			Rp 28.286
			K - 450	12	6	16	6	614 kg	23	Rp 11.570 /M	Rp 109.291	Rp 218.582	Rp 327.873	Rp 655.746	Rp 30.000,00			Rp 30.000,00
			K - 450	13	6	16	6	614 kg	23	Rp 11.570 /M	Rp 114.894	Rp 229.788	Rp 344.683	Rp 689.365	Rp 30.000,00			Rp 30.000,00
No	Type	Gbr	Mutu Beton	Tulangan besi $\phi$	Sengkang besi $\phi$	Dimensi Sisi (cm)	Berat Beton kg/m <sup>3</sup>	P (beban) Vertikal (ton)	Transportasi min 101 m <sup>3</sup>	Harga per 1 m <sup>3</sup> per 2 m <sup>3</sup> per 3 m <sup>3</sup> per 6 m <sup>3</sup>						Jasa pemasangan n = 350 m <sup>3</sup>		
I	Segi Empat		K - 450	10	6	18	6	77,8 kg	25	Rp 14.580 /M	Rp 116.363	Rp 232.726	Rp 349.089	Rp 698.178	Rp 28.286			Rp 28.286
			K - 450	12	6	18	6	77,8 kg	27	Rp 14.580 /M	Rp 126.225	Rp 252.449	Rp 378.874	Rp 757.348	Rp 30.000,00			Rp 30.000,00
			K - 450	13	6	18	6	77,8 kg	28	Rp 14.580 /M	Rp 131.828	Rp 263.656	Rp 395.483	Rp 790.357	Rp 30.000,00			Rp 30.000,00
No	Type	Gbr	Mutu Beton	Tulangan besi $\phi$	Sengkang besi $\phi$	Dimensi Sisi (cm)	Berat Beton kg/m <sup>3</sup>	P (beban) Vertikal (ton)	Transportasi min 81 m <sup>3</sup>	Harga per 1 m <sup>3</sup> per 2 m <sup>3</sup> per 3 m <sup>3</sup> per 6 m <sup>3</sup>						Jasa pemasangan n = 350 m <sup>3</sup>		
I	Segi Empat		K - 450	12	6	20	6	96,0 kg	33	Rp 18.000 /M	Rp 145.500	Rp 290.000	Rp 435.149	Rp 870.299	Rp 28.286			Rp 28.286
			K - 450	13	6	20	6	96,0 kg	34	Rp 18.000 /M	Rp 150.653	Rp 300.506	Rp 451.959	Rp 903.918	Rp 30.000,00			Rp 30.000,00
			K - 450	16	8	20	6	96,0 kg	35	Rp 18.000 /M	Rp 184.655	Rp 369.310	Rp 553.966	Rp 1.107.931	Rp 30.000,00			Rp 30.000,00

\* Harga belum termasuk Ppn 10%.

\* Segala biaya kuli turun material/preman sepenuhnya ditanggung pembeli.

\* Harga diatas franco Jabotabek.

# HUESKER STABILENKA® DATA SHEET

## HIGH STRENGTH WOVEN GEOTEXTILE FOR SOIL REINFORCEMENT

PRODUCT			100/50	120/120	150/45	200/45	300/45	400/50	600/50	800/50	1000/100
MECHANICAL	TEST	UNIT									
Ultimate tensile strength Longitudinal Transverse	EN ISO 10.319	kN/m	≥ 100 ≥ 50	≥ 120 ≥ 120	≥ 150 ≥ 45	≥ 200 ≥ 45	≥ 300 ≥ 45	≥ 400 ≥ 50	≥ 600 ≥ 50	≥ 800 ≥ 50	≥ 1000 ≥ 100
Tensile strength @ 6% strain : Longitudinal	EN ISO 10.319	kN/m	≥ 60	---	≥ 85	≥ 120	≥ 180	≥ 230	≥ 320	≥ 460	≥ 600
Strain @ nominal tensile Strength : longitudinal Transverse	EN ISO 10.319	%	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 10	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20
Creep after two years @ 50% stress ratio		%	1	1	1	1	1	1	1	1	1
HYDRAULIC											
Permeability index normal to plane Tolerance		m/s	15x10 <sup>-3</sup> -3x10 <sup>-3</sup>	7x10 <sup>-3</sup> -1x10 <sup>-3</sup>	5x10 <sup>-3</sup> -2x10 <sup>-3</sup>	5x10 <sup>-3</sup> -2x10 <sup>-3</sup>	3x10 <sup>-3</sup> -1x10 <sup>-3</sup>	3x10 <sup>-3</sup> -1x10 <sup>-3</sup>	5x10 <sup>-3</sup> -2x10 <sup>-3</sup>	4x10 <sup>-3</sup> -1x10 <sup>-3</sup>	3x10 <sup>-3</sup> -1x10 <sup>-3</sup>
PHYSICAL											
Weight	EN ISO 9864	g / m <sup>2</sup>	~230	~400	~330	~390	~520	~605	~1010	~1360	~1800
PACKAGING											
Roll width x length	NA	m	5x300	5x300	5x300	5x300	5x300	5x200	5x200	5x100	5x100
Stabilenka® Datasheet, 03/2007 Rev. I											

### Notes

- 1) Woven with a polyester yarn in the length direction (warp) and with polyamide or polyester yarns in the cross direction (weft), the use of high-modulus polyester multifilament yarn and a special patented weaving process (straight warp and no crimp) ensures that Stabilenka® mobilises high tensile forces at low elongations.
- 2) Stabilenka® high strength woven geotextiles resistant to naturally occurring soils having pH > 2 and <10.
- 3) The information listed in this data sheet is subject to periodic review and could be changed without notice.
- 4) Stabilenka® high strength woven geotextiles are manufactured according to ISO 9001 quality assurance procedures.

### TYPICAL APPLICATIONS

- Reinforcement of embankments constructed on soft ground
- Stabilisation in river maintenance schemes, breakwater and jetty construction
- Reinforced earth structures
- Spanning sinkhole areas

### PROPERTIES

- High tensile forces at low elongation
- Low creep
- High resistance to micro-organisms, chemical and mechanical damage

The information contained herein is furnished without charge or obligation.

No responsibility is accepted for any change in product properties due to environmental influences and or improper application or handling.



# PC SPUN PILES



## Description

Type of piles	: Prestressed Concrete Spun Piles
Splice system	: Welded at steel joint plate
Type of shoe	: Pencil (Standard Product) Mamira (Special Design)
Method of Driving	: Diesel or Hydraulic Hammer



## Design and Manufacturing References

Design	JIS A 5335 - 1987	Prestressed Concrete Spun Piles Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles
	ACI 543R - 00	
Manufacturing	SNI 03-2847-2002	Indonesian Concrete Code
	JIS A 5335 - 1987	Prestressed Concrete Spun Piles
	WIKABETON-09-IK-005	Piles Manufacturing Work Instruction

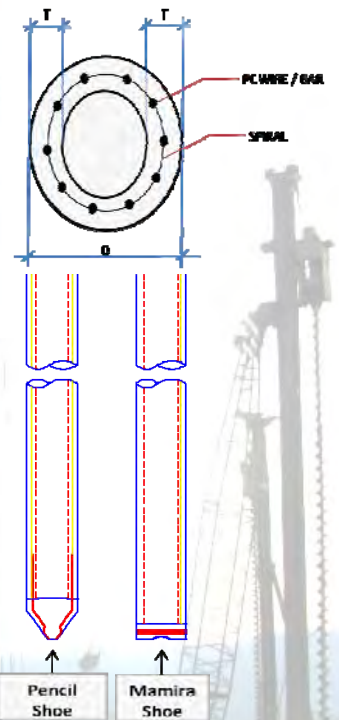
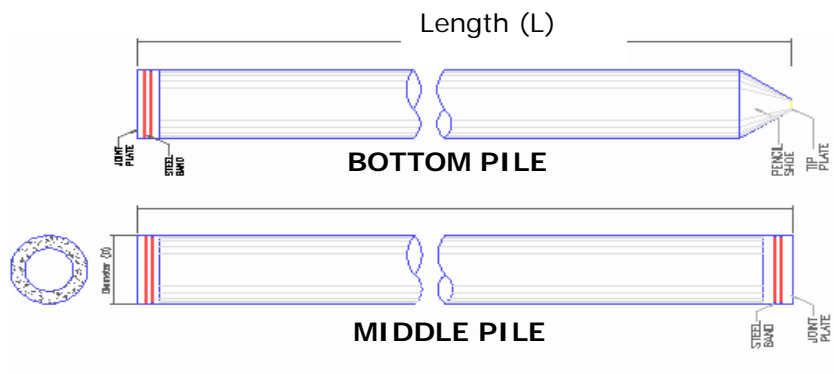


## Specification of Material

Item	Referance	Description	Specification
Agregate	ASTM C33 - 1999	Standard Specification for Concrete Aggregates	Standard product: type I Special order: Type II or V Type F: Water reducing admixtures
	NI 2 PBI - 1971	Indonesian Concrete Code	
Cement	SNI 15-2049-2004	Portland Cement	Compressive strength at: 28 days : 600 kgf/cm2 (cube)
Admixture	ASTM C494 - 1985	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	
Concrete	SNI 03-2847-2002	Indonesian Concrete Code	SWPD 1
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and Strand for Prestressed Concrete	
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	SBPDL 1275/1420
Spiral Wire Joint Plate	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wire	
Welding	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steel for General Structure	AWS A S.1 / E 6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent
	ANSI / AWS D1.1 - 1990	Structural Welding Code-Steel	



## Shape and Dimension



## Classification

Outside Diameter D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Length L (M)	Bending Moment		Allowable Axial Load (Ton)
						Crack (Ton.m)	Ultimate (Ton.m)	
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50
800	120	A1	2564	641	6 - 24	40.70	63.60	415.00
		A2				46.20	84.40	406.20
		A3				51.00	97.80	398.20
		B				55.70	108.20	390.80
		C				70.60	129.80	367.60
1000	140	A1	3872	946	6 - 24	75.00	117.90	614.00
		A2				82.30	139.80	604.80
		A3				93.30	170.90	590.60
		B				105.70	199.70	575.00
		C				123.60	229.90	552.90
1200	150	A1	4948	1237	6 - 24	120.00	180.00	802.40
		A2				130.00	195.00	794.00
		A3				145.00	217.50	778.10
		B				170.00	306.00	751.50
		C				200.00	400.00	721.10



$$q = \frac{3}{t} \text{ t/m}^2$$

No.	Tebal Lapisan (m)	Z (m)	e <sub>0</sub>	Cc	Cs	γ <sub>sat</sub> (t/m <sup>3</sup> )	γ' (t/m <sup>3</sup> )	γ <sub>w</sub> (t/m <sup>3</sup> )	Po' (t/m <sup>2</sup> )	Pc' (t/m <sup>2</sup> )	I	ΔP (t/m <sup>2</sup> )	ΔP + Po' (t/m <sup>2</sup> )	Sc (m)	Sc kum (m)
1	1	0.5	1.54	1.46	0.146	1.60	0.60	1	0.299	12.0	0.5	3	3.299	0.0599	0.0599
2	1	1.5	1.54	1.46	0.146	1.60	0.60	1	0.898	12.0	0.5	3	3.898	0.0366	0.0965
3	1	2.5	1.54	1.46	0.146	1.60	0.60	1	1.496	12.0	0.49	2.94	4.436	0.0271	0.1236
4	1	3.5	1.46	1.40	0.140	1.64	0.64	1	2.133	11.9	0.48	2.88	5.013	0.0211	0.1448
5	1	4.5	1.46	1.40	0.140	1.64	0.64	1	2.769	11.9	0.46	2.76	5.529	0.0171	0.1619
6	1	5.5	1.46	1.40	0.140	1.64	0.64	1	3.405	11.9	0.45	2.7	6.105	0.0144	0.1763
7	1	6.5	1.37	1.35	0.135	1.66	0.66	1	4.067	11.8	0.44	2.64	6.707	0.0124	0.1886
8	1	7.5	1.37	1.35	0.135	1.66	0.66	1	4.730	11.8	0.43	2.58	7.310	0.0108	0.1994
9	1	8.5	1.37	1.35	0.135	1.66	0.66	1	5.392	11.8	0.42	2.52	7.912	0.0095	0.2089
10	1	9.5	1.37	1.31	0.131	1.64	0.64	1	6.032	11.8	0.41	2.46	8.492	0.0082	0.2171
11	1	10.5	1.37	1.31	0.131	1.64	0.64	1	6.671	11.8	0.4	2.4	9.071	0.0074	0.2245
12	1	11.5	1.37	1.31	0.131	1.64	0.64	1	7.310	11.8	0.38	2.28	9.590	0.0065	0.2310
13	1	12.5	1.33	1.25	0.125	1.63	0.63	1	7.940	11.7	0.36	2.16	10.100	0.0056	0.2366
14	1	13.5	1.33	1.25	0.125	1.63	0.63	1	8.569	11.7	0.35	2.1	10.669	0.0051	0.2417
15	1	14.5	1.33	1.25	0.125	1.63	0.63	1	9.198	11.7	0.34	2.04	11.238	0.0047	0.2464
16	1	15.5	1.30	1.28	0.128	1.66	0.66	1	9.861	11.9	0.33	1.98	11.841	0.0044	0.2508
17	1	16.5	1.30	1.28	0.128	1.66	0.66	1	10.524	11.9	0.31	1.86	12.384	0.0126	0.2634
18	1	17.5	1.30	1.28	0.128	1.66	0.66	1	11.187	11.9	0.3	1.8	12.987	0.0226	0.2861
19	1	18.5	1.25	1.34	0.134	1.68	0.68	1	11.869	11.8	0.29	1.74	13.609	0.0367	0.3227
20	1	19.5	1.25	1.34	0.134	1.68	0.68	1	12.551	11.8	0.28	1.68	14.231	0.0468	0.3695

1

0.3695

$$q = 5 \text{ t/m}^2$$

No.	Tebal Lapisan (m)	Z (m)	$\epsilon_0$	Cc	Cs	$\gamma_{\text{sat}}$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_w$ (t/m <sup>3</sup> )	Po' (t/m <sup>2</sup> )	Pc' (t/m <sup>2</sup> )	I	$\Delta P$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P + Po'$ (t/m <sup>2</sup> )	Sc (m)	Sc kum (m)
1	1	0.5	1.54	1.46	0.146	1.60	0.60	1	0.299	12.0	0.5	5	5.299	0.0717	0.0717
2	1	1.5	1.54	1.46	0.146	1.60	0.60	1	0.898	12.0	0.5	5	5.898	0.0470	0.1187
3	1	2.5	1.54	1.46	0.146	1.60	0.60	1	1.496	12.0	0.49	4.9	6.396	0.0362	0.1549
4	1	3.5	1.46	1.40	0.140	1.64	0.64	1	2.133	11.9	0.48	4.8	6.933	0.0291	0.1841
5	1	4.5	1.46	1.40	0.140	1.64	0.64	1	2.769	11.9	0.46	4.6	7.369	0.0242	0.2083
6	1	5.5	1.46	1.40	0.140	1.64	0.64	1	3.405	11.9	0.45	4.5	7.905	0.0208	0.2291
7	1	6.5	1.37	1.35	0.135	1.66	0.66	1	4.067	11.8	0.44	4.4	8.467	0.0181	0.2472
8	1	7.5	1.37	1.35	0.135	1.66	0.66	1	4.730	11.8	0.43	4.3	9.030	0.0160	0.2632
9	1	8.5	1.37	1.35	0.135	1.66	0.66	1	5.392	11.8	0.42	4.2	9.592	0.0142	0.2774
10	1	9.5	1.37	1.31	0.131	1.64	0.64	1	6.032	11.8	0.41	4.1	10.132	0.0125	0.2899
11	1	10.5	1.37	1.31	0.131	1.64	0.64	1	6.671	11.8	0.4	4	10.671	0.0113	0.3012
12	1	11.5	1.37	1.31	0.131	1.64	0.64	1	7.310	11.8	0.38	3.8	11.110	0.0101	0.3112
13	1	12.5	1.33	1.25	0.125	1.63	0.63	1	7.940	11.7	0.36	2.16	10.100	0.0056	0.3168
14	1	13.5	1.33	1.25	0.125	1.63	0.63	1	8.569	11.7	0.35	3.5	12.069	0.0145	0.3313
15	1	14.5	1.33	1.25	0.125	1.63	0.63	1	9.198	11.7	0.34	3.4	12.598	0.0228	0.3541
16	1	15.5	1.30	1.28	0.128	1.66	0.66	1	9.861	11.9	0.33	3.3	13.161	0.0289	0.3830
17	1	16.5	1.30	1.28	0.128	1.66	0.66	1	10.524	11.9	0.31	3.1	13.624	0.0357	0.4187
18	1	17.5	1.30	1.28	0.128	1.66	0.66	1	11.187	11.9	0.3	3	14.187	0.0440	0.4628
19	1	18.5	1.25	1.34	0.134	1.68	0.68	1	11.869	11.8	0.29	2.9	14.769	0.0578	0.5206
20	1	19.5	1.25	1.34	0.134	1.68	0.68	1	12.551	11.8	0.28	1.68	14.231	0.0468	0.5673

2	0.5673
---	--------

$$q = 7 \text{ t/m}^2$$

No.	Tebal Lapisan (m)	Z (m)	e <sub>0</sub>	Cc	Cs	$\gamma_{sat}$ (t/m³)	$\gamma'$ (t/m³)	$\gamma_w$ (t/m³)	Po' (t/m²)	Pc' (t/m²)	I	$\Delta P$ (t/m²)	$\Delta P + Po'$ (t/m²)	Sc (m)	Sc kum (m)
1	1	0.5	1.54	1.46	0.146	1.60	0.60	1	0.299	12.0	0.5	7	7.299	0.0797	0.0797
2	1	1.5	1.54	1.46	0.146	1.60	0.60	1	0.898	12.0	0.5	7	7.898	0.0543	0.1340
3	1	2.5	1.54	1.46	0.146	1.60	0.60	1	1.496	12.0	0.49	6.86	8.356	0.0429	0.1769
4	1	3.5	1.46	1.40	0.140	1.64	0.64	1	2.133	11.9	0.48	6.72	8.853	0.0352	0.2121
5	1	4.5	1.46	1.40	0.140	1.64	0.64	1	2.769	11.9	0.46	6.44	9.209	0.0297	0.2418
6	1	5.5	1.46	1.40	0.140	1.64	0.64	1	3.405	11.9	0.45	6.3	9.705	0.0259	0.2676
7	1	6.5	1.37	1.35	0.135	1.66	0.66	1	4.067	11.8	0.44	6.16	10.227	0.0228	0.2904
8	1	7.5	1.37	1.35	0.135	1.66	0.66	1	4.730	11.8	0.43	6.02	10.750	0.0203	0.3107
9	1	8.5	1.37	1.35	0.135	1.66	0.66	1	5.392	11.8	0.42	5.88	11.272	0.0182	0.3289
10	1	9.5	1.37	1.31	0.131	1.64	0.64	1	6.032	11.8	0.41	5.74	11.772	0.0161	0.3450
11	1	10.5	1.37	1.31	0.131	1.64	0.64	1	6.671	11.8	0.4	5.6	12.271	0.0231	0.3681
12	1	11.5	1.37	1.31	0.131	1.64	0.64	1	7.310	11.8	0.38	5.32	12.630	0.0278	0.3959
13	1	12.5	1.33	1.25	0.125	1.63	0.63	1	7.940	11.7	0.36	5.04	12.980	0.0332	0.4292
14	1	13.5	1.33	1.25	0.125	1.63	0.63	1	8.569	11.7	0.35	4.9	13.469	0.0400	0.4692
15	1	14.5	1.33	1.25	0.125	1.63	0.63	1	9.198	11.7	0.34	4.76	13.958	0.0467	0.5159
16	1	15.5	1.30	1.28	0.128	1.66	0.66	1	9.861	11.9	0.33	4.62	14.481	0.0520	0.5679
17	1	16.5	1.30	1.28	0.128	1.66	0.66	1	10.524	11.9	0.31	4.34	14.864	0.0568	0.6247
18	1	17.5	1.30	1.28	0.128	1.66	0.66	1	11.187	11.9	0.3	4.2	15.387	0.0637	0.6884
19	1	18.5	1.25	1.34	0.134	1.68	0.68	1	11.869	11.8	0.29	4.06	15.929	0.0773	0.7657
20	1	19.5	1.25	1.34	0.134	1.68	0.68	1	12.551	11.8	0.28	3.92	16.471	0.0845	0.8502
													3	0.8502	

$$q = 9 \text{ t/m}^2$$

No.	Tebal Lapisan (m)	Z (m)	$\epsilon_0$	Cc	Cs	$\gamma_{sat}$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_w$ (t/m <sup>3</sup> )	Po' (t/m <sup>2</sup> )	Pc' (t/m <sup>2</sup> )	I	$\Delta P$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P + Po'$ (t/m <sup>2</sup> )	Sc (m)	Sc kum (m)
1	1	0.5	1.54	1.46	0.146	1.60	0.60	1	0.299	12.0	0.5	9	9.299	0.0857	0.0857
2	1	1.5	1.54	1.46	0.146	1.60	0.60	1	0.898	12.0	0.5	9	9.898	0.0599	0.1456
3	1	2.5	1.54	1.46	0.146	1.60	0.60	1	1.496	12.0	0.49	8.82	10.316	0.0482	0.1938
4	1	3.5	1.46	1.40	0.140	1.64	0.64	1	2.133	11.9	0.48	8.64	10.773	0.0400	0.2338
5	1	4.5	1.46	1.40	0.140	1.64	0.64	1	2.769	11.9	0.46	8.28	11.049	0.0342	0.2680
6	1	5.5	1.46	1.40	0.140	1.64	0.64	1	3.405	11.9	0.45	8.1	11.505	0.0301	0.2981
7	1	6.5	1.37	1.35	0.135	1.66	0.66	1	4.067	11.8	0.44	7.92	11.987	0.0302	0.3284
8	1	7.5	1.37	1.35	0.135	1.66	0.66	1	4.730	11.8	0.43	7.74	12.470	0.0362	0.3646
9	1	8.5	1.37	1.35	0.135	1.66	0.66	1	5.392	11.8	0.42	7.56	12.952	0.0424	0.4070
10	1	9.5	1.37	1.31	0.131	1.64	0.64	1	6.032	11.8	0.41	7.38	13.412	0.0469	0.4538
11	1	10.5	1.37	1.31	0.131	1.64	0.64	1	6.671	11.8	0.4	7.2	13.871	0.0526	0.5064
12	1	11.5	1.37	1.31	0.131	1.64	0.64	1	7.310	11.8	0.38	6.84	14.150	0.0551	0.5615
13	1	12.5	1.33	1.25	0.125	1.63	0.63	1	7.940	11.7	0.36	6.48	14.420	0.0577	0.6192
14	1	13.5	1.33	1.25	0.125	1.63	0.63	1	8.569	11.7	0.35	6.3	14.869	0.0631	0.6823
15	1	14.5	1.33	1.25	0.125	1.63	0.63	1	9.198	11.7	0.34	6.12	15.318	0.0684	0.7507
16	1	15.5	1.30	1.28	0.128	1.66	0.66	1	9.861	11.9	0.33	5.94	15.801	0.0731	0.8238
17	1	16.5	1.30	1.28	0.128	1.66	0.66	1	10.524	11.9	0.31	5.58	16.104	0.0762	0.9000
18	1	17.5	1.30	1.28	0.128	1.66	0.66	1	11.187	11.9	0.3	5.4	16.587	0.0818	0.9818
19	1	18.5	1.25	1.34	0.134	1.68	0.68	1	11.869	11.8	0.29	5.22	17.089	0.0955	1.0773
20	1	19.5	1.25	1.34	0.134	1.68	0.68	1	12.551	11.8	0.28	5.04	17.591	0.1015	1.1788

4	1.1788
---	--------

$$q = 11 \text{ t/m}^2$$

No.	Tebal Lapisan (m)	Z (m)	e <sub>0</sub>	Cc	Cs	γ <sub>sat</sub> (t/m <sup>3</sup> )	γ' (t/m <sup>3</sup> )	γ <sub>w</sub> (t/m <sup>3</sup> )	Po' (t/m <sup>2</sup> )	Pc' (t/m <sup>2</sup> )	I	ΔP (t/m <sup>2</sup> )	ΔP + Po' (t/m <sup>2</sup> )	Sc (m)	Sc kum (m)
1	1	0.5	1.54	1.46	0.146	1.60	0.60	1	0.299	12.0	0.5	11	11.299	0.0906	0.0906
2	1	1.5	1.54	1.46	0.146	1.60	0.60	1	0.898	12.0	0.5	11	11.898	0.0645	0.1551
3	1	2.5	1.54	1.46	0.146	1.60	0.60	1	1.496	12.0	0.49	10.78	12.276	0.0576	0.2127
4	1	3.5	1.46	1.40	0.140	1.64	0.64	1	2.133	11.9	0.48	10.56	12.693	0.0584	0.2712
5	1	4.5	1.46	1.40	0.140	1.64	0.64	1	2.769	11.9	0.46	10.12	12.889	0.0558	0.3269
6	1	5.5	1.46	1.40	0.140	1.64	0.64	1	3.405	11.9	0.45	9.9	13.305	0.0585	0.3854
7	1	6.5	1.37	1.35	0.135	1.66	0.66	1	4.067	11.8	0.44	9.68	13.747	0.0641	0.4495
8	1	7.5	1.37	1.35	0.135	1.66	0.66	1	4.730	11.8	0.43	9.46	14.190	0.0682	0.5176
9	1	8.5	1.37	1.35	0.135	1.66	0.66	1	5.392	11.8	0.42	9.24	14.632	0.0725	0.5901
10	1	9.5	1.37	1.31	0.131	1.64	0.64	1	6.032	11.8	0.41	9.02	15.052	0.0746	0.6647
11	1	10.5	1.37	1.31	0.131	1.64	0.64	1	6.671	11.8	0.4	8.8	15.471	0.0788	0.7435
12	1	11.5	1.37	1.31	0.131	1.64	0.64	1	7.310	11.8	0.38	8.36	15.670	0.0797	0.8232
13	1	12.5	1.33	1.25	0.125	1.63	0.63	1	7.940	11.7	0.36	7.92	15.860	0.0799	0.9031
14	1	13.5	1.33	1.25	0.125	1.63	0.63	1	8.569	11.7	0.35	7.7	16.269	0.0840	0.9871
15	1	14.5	1.33	1.25	0.125	1.63	0.63	1	9.198	11.7	0.34	7.48	16.678	0.0882	1.0753
16	1	15.5	1.30	1.28	0.128	1.66	0.66	1	9.861	11.9	0.33	7.26	17.121	0.0925	1.1678
17	1	16.5	1.30	1.28	0.128	1.66	0.66	1	10.524	11.9	0.31	6.82	17.344	0.0941	1.2619
18	1	17.5	1.30	1.28	0.128	1.66	0.66	1	11.187	11.9	0.3	6.6	17.787	0.0987	1.3606
19	1	18.5	1.25	1.34	0.134	1.68	0.68	1	11.869	11.8	0.29	6.38	18.249	0.1124	1.4730
20	1	19.5	1.25	1.34	0.134	1.68	0.68	1	12.551	11.8	0.28	6.16	18.711	0.1174	1.5905

5

1.5905



$$q = 15 \text{ t/m}^2$$

[illegible]

$$q = 17 \text{ t/m}^2$$

[illegible]



$$q = 19 \text{ t/m}^2$$

No.	Tebal Lapisan (m)	Z (m)	$\epsilon_0$	Cc	Cs	$\gamma_{\text{sat}}$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_w$ (t/m <sup>3</sup> )	Po' (t/m <sup>2</sup> )	Pc' (t/m <sup>2</sup> )	I	$\Delta P$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P + \text{Po}'$ (t/m <sup>2</sup> )	Sc (m)	Sc kum (m)
1	1	0.5	1.54	1.46	0.146	1.60	0.60	1	0.299	12.0	0.5	19	19.299	0.2107	0.2107
2	1	1.5	1.54	1.46	0.146	1.60	0.60	1	0.898	12.0	0.5	19	19.898	0.1909	0.4016
3	1	2.5	1.54	1.46	0.146	1.60	0.60	1	1.496	12.0	0.49	18.62	20.116	0.1809	0.5824
4	1	3.5	1.46	1.40	0.140	1.64	0.64	1	2.133	11.9	0.48	18.24	20.373	0.1754	0.7578
5	1	4.5	1.46	1.40	0.140	1.64	0.64	1	2.769	11.9	0.46	17.48	20.249	0.1674	0.9252
6	1	5.5	1.46	1.40	0.140	1.64	0.64	1	3.405	11.9	0.45	17.1	20.505	0.1654	1.0906
7	1	6.5	1.37	1.35	0.135	1.66	0.66	1	4.067	11.8	0.44	16.72	20.787	0.1662	1.2569
8	1	7.5	1.37	1.35	0.135	1.66	0.66	1	4.730	11.8	0.43	16.34	21.070	0.1658	1.4227
9	1	8.5	1.37	1.35	0.135	1.66	0.66	1	5.392	11.8	0.42	15.96	21.352	0.1659	1.5886
10	1	9.5	1.37	1.31	0.131	1.64	0.64	1	6.032	11.8	0.41	15.58	21.612	0.1615	1.7501
11	1	10.5	1.37	1.31	0.131	1.64	0.64	1	6.671	11.8	0.4	15.2	21.871	0.1620	1.9120
12	1	11.5	1.37	1.31	0.131	1.64	0.64	1	7.310	11.8	0.38	14.44	21.750	0.1584	2.0705
13	1	12.5	1.33	1.25	0.125	1.63	0.63	1	7.940	11.7	0.36	13.68	21.620	0.1520	2.2225
14	1	13.5	1.33	1.25	0.125	1.63	0.63	1	8.569	11.7	0.35	13.3	21.869	0.1529	2.3754
15	1	14.5	1.33	1.25	0.125	1.63	0.63	1	9.198	11.7	0.34	12.92	22.118	0.1539	2.5293
16	1	15.5	1.30	1.28	0.128	1.66	0.66	1	9.861	11.9	0.33	12.54	22.401	0.1576	2.6869
17	1	16.5	1.30	1.28	0.128	1.66	0.66	1	10.524	11.9	0.31	11.78	22.304	0.1549	2.8418
18	1	17.5	1.30	1.28	0.128	1.66	0.66	1	11.187	11.9	0.3	11.4	22.587	0.1565	2.9983
19	1	18.5	1.25	1.34	0.134	1.68	0.68	1	11.869	11.8	0.29	11.02	22.889	0.1709	3.1693
20	1	19.5	1.25	1.34	0.134	1.68	0.68	1	12.551	11.8	0.28	10.64	23.191	0.1729	3.3421

---

9

---

3.3421

$$q = 21 \text{ t/m}^2$$

[illegible]



$$q = 5 \text{ t/m}^2$$

[illegible]

$$q = 7 \text{ t/m}^2$$

[illegible]



$$q = 11 \text{ t/m}^2$$

[illegible]

$$q = 13 \text{ t/m}^2$$

[illegible]



$$q = 15 \text{ t/m}^2$$

[illegible]





q = 21 t/m<sup>2</sup>

No.	Tebal Lapisan (m)	Z (m)	e <sub>0</sub>	C <sub>c</sub>	C <sub>s</sub>	γ <sub>sat</sub> (t/m <sup>3</sup> )	γ' (t/m <sup>3</sup> )	γ <sub>w</sub> (t/m <sup>3</sup> )	Po' (t/m <sup>2</sup> )	Pc' (t/m <sup>2</sup> )	I	ΔP (t/m <sup>2</sup> )	ΔP + Po' (t/m <sup>2</sup> )	Sc (m)	Sc kum (m)
1	1	0.5	1.58	1.33	0.133	1.59	0.59	1	0.297	12.0	0.5	21	21.297	0.2115	0.2115
2	1	1.5	1.58	1.33	0.133	1.59	0.59	1	0.891	12.0	0.5	21	21.891	0.1930	0.4045
3	1	2.5	1.58	1.33	0.133	1.59	0.59	1	1.485	12.0	0.49	20.58	22.065	0.1834	0.5879
4	1	3.5	1.51	1.38	0.138	1.63	0.63	1	2.115	11.9	0.48	20.16	22.275	0.1912	0.7791
5	1	4.5	1.51	1.38	0.138	1.63	0.63	1	2.745	11.9	0.46	19.32	22.065	0.1827	0.9619
6	1	5.5	1.51	1.38	0.138	1.63	0.63	1	3.376	11.9	0.45	18.9	22.276	0.1801	1.1419
7	1	6.5	1.43	1.42	0.142	1.65	0.65	1	4.025	11.8	0.44	18.48	22.505	0.1915	1.3335
8	1	7.5	1.43	1.42	0.142	1.65	0.65	1	4.675	11.8	0.43	18.06	22.735	0.1903	1.5238
9	1	8.5	1.43	1.42	0.142	1.65	0.65	1	5.325	11.8	0.42	17.64	22.965	0.1896	1.7134
10	1	9.5	1.37	1.34	0.134	1.68	0.68	1	6.002	11.8	0.41	17.22	23.222	0.1830	1.8964
11	1	11	1.37	1.34	0.134	1.68	0.68	1	6.679	11.8	0.4	16.8	23.479	0.1831	2.0794
12	1	12	1.37	1.34	0.134	1.68	0.68	1	7.356	11.8	0.38	15.96	23.316	0.1790	2.2584
13	1	13	1.49	1.25	0.125	1.62	0.62	1	7.981	11.6	0.36	15.12	23.101	0.1585	2.4170
14	1	14	1.49	1.25	0.125	1.62	0.62	1	8.606	11.6	0.35	14.7	23.306	0.1588	2.5758
15	1	15	1.49	1.25	0.125	1.62	0.62	1	9.231	11.6	0.34	14.28	23.511	0.1592	2.7350

10

2.7350

Perhitungan waktu yang dibutuhkan untuk menghilangkan *consolidation settlement* tanpa bantuan PVD Timbunan Sisi Barat

Kecepatan penimbunan            50   Cm      Per      minggu  
Tahap Penimbunan

Tinggi Timbunan (m)	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5
	Waktu (minggu)										
0.5	1										
1.0	2	1									
1.5	3	2	1								
2.0	4	3	2	1							
2.5	5	4	3	2	1						
3.0	6	5	4	3	2	1					
3.5	7	6	5	4	3	2	1				
4.0	8	7	6	5	4	3	2	1			
4.5	9	8	7	6	5	4	3	2	1		
5.0	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	
5.5	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1

Kedalaman (m)	Tebal Lapisan (m)	Cv (cm <sup>2</sup> /dtk)	√Cv	H/√Cv	H/√Cv cum	Cv kum	Cv gab	Derajat Konsolidasi U(%)	Faktor Waktu (Tv)	Hdr (cm)	Cv (cm <sup>2</sup> /detik)	t (detik)	t (tahun)
1	1	0.00144	0.0379	26.35	26.35	0.001440	0.001398	0	0	2000	0.0013982	0	0.0
2	1	0.00144	0.0379	26.35	52.70	0.001440		10	0.008			22887319	0.7
3	1	0.00144	0.0379	26.35	79.06	0.001440		20	0.031			88688362	2.8
4	1	0.00164	0.0405	24.69	103.75	0.001486		30	0.071			2.03E+08	6.4
5	1	0.00164	0.0405	24.69	128.44	0.001515		40	0.126			3.6E+08	11.4
6	1	0.00164	0.0405	24.69	153.14	0.001535		50	0.197			5.64E+08	17.9
7	1	0.00136	0.0369	27.12	180.25	0.001508		60	0.287			8.21E+08	26.0
8	1	0.00136	0.0369	27.12	207.37	0.001488		70	0.403			1.15E+09	36.6
9	1	0.00136	0.0369	27.12	234.49	0.001473		80	0.567			1.62E+09	51.4
10	1	0.00131	0.0362	27.63	262.11	0.001456		90	0.848			2.43E+09	76.9
11	1	0.00131	0.0362	27.63	289.74	0.001441		100	∞			-	-
12	1	0.00131	0.0362	27.63	317.37	0.001430	Waktu pemampatan yang dibutuhkan = 76.930 tahun Maka perlu digunakan PVD untuk mempercepat konsolidasi						
13	1	0.00135	0.0367	27.22	344.59	0.001423							
14	1	0.00135	0.0367	27.22	371.81	0.001418							
15	1	0.00135	0.0367	27.22	399.02	0.001413							
16	1	0.00144	0.0379	26.35	425.37	0.001415							
17	1	0.00144	0.0379	26.35	451.73	0.001416							
18	1	0.00144	0.0379	26.35	478.08	0.001418							
19	1	0.00124	0.0352	28.40	506.48	0.001407							
20	1	0.00124	0.0352	28.40	534.88	0.001398							

Perhitungan waktu yang dibutuhkan untuk menghilangkan *consolidation settlement* tanpa bantuan PVD Timbunan Sisi Timur

Kecepatan penimbunan                      50   Cm   Per   minggu  
Tahap Penimbunan

Tinggi Timbunan (m)	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
	Waktu (minggu)									
0.5	1									
1.0	2	1								
1.5	3	2	1							
2.0	4	3	2	1						
2.5	5	4	3	2	1					
3.0	6	5	4	3	2	1				
3.5	7	6	5	4	3	2	1			
4.0	8	7	6	5	4	3	2	1		
4.5	9	8	7	6	5	4	3	2	1	
5.0	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1

Kedalaman (m)	Tebal Lapisan (m)	Cv (cm <sup>2</sup> /dtk)	√Cv	H/√Cv	H/√Cv cum	Cv kum	Cv gab	Derajat Konsolidasi U(%)	Faktor Waktu (Tv)	Hdr (cm)	Cv (cm <sup>2</sup> /detik)	t (detik)	t (tahun)
1	1	0.00141	0.0375	26.63	26.63	0.000000	0.001344	0	0	1500	0.0013441	0	0
2	1	0.00141	0.0375	26.63	53.26	0.000000		10	0.008			1.3E+07	0.4
3	1	0.00141	0.0375	26.63	79.89	0.000000		20	0.031			5.2E+07	1.6
4	1	0.00134	0.0366	27.32	107.21	0.001392		30	0.071			1.2E+08	3.8
5	1	0.00134	0.0366	27.32	134.53	0.001381		40	0.126			2.1E+08	6.7
6	1	0.00134	0.0366	27.32	161.85	0.001374		50	0.197			3.3E+08	10.5
7	1	0.00136	0.0369	27.12	188.96	0.001372		60	0.287			4.8E+08	15.2
8	1	0.00136	0.0369	27.12	216.08	0.001371		70	0.403			6.7E+08	21.4
9	1	0.00136	0.0369	27.12	243.20	0.001370		80	0.567			9.5E+08	30.1
10	1	0.00124	0.0352	28.40	271.59	0.001356		90	0.848			1.4E+09	45.0
11	1	0.00124	0.0352	28.40	299.99	0.001345		100	∞			-	-
12	1	0.00124	0.0352	28.40	328.39	0.001335		Waktu pemampatan yang dibutuhkan = 45.014 tahun Maka perlu digunakan PVD untuk mempercepat konsolidasi					
13	1	0.00138	0.0371	26.92	355.31	0.001339							
14	1	0.00138	0.0371	26.92	382.23	0.001342							
15	1	0.00138	0.0371	26.92	409.15	0.001344							



## Perhitungan pola pemasangan PVD (pola pemasangan segitiga) dengan jarak bervariasi Timbunan Sisi Barat

Data tanah

$$\begin{aligned} C_v \text{ gab} &= 1.3982\text{E-}07 \text{ m}^2/\text{det} \\ k_h/k_v &= 3.5 \\ Ch \text{ gab} &= 4.8935\text{E-}07 \text{ m}^2/\text{det} \quad 1 \text{ minggu} = 604800 \text{ detik} \end{aligned}$$

Data PVD

$$\begin{aligned} a &= 10 \text{ cm} = 0.1 \text{ m} \\ b &= 0.4 \text{ cm} = 0.004 \text{ m} \\ dw &= (a+b)/2 = 0.052 \text{ m} \end{aligned}$$

**Pola pemasangan segi tiga**  $D = 1.05S$

JARAK PVD S (m)	D (m)	a (m)	b (m)	dw (m)	n	F(n)
0.50	0.53	0.10	0.004	0.05	10.10	1.58
0.80	0.84	0.10	0.004	0.05	16.15	2.04
1.00	1.05	0.10	0.004	0.05	20.19	2.26
1.20	1.26	0.10	0.004	0.05	24.23	2.44
1.30	1.37	0.10	0.004	0.05	26.25	2.52
1.40	1.47	0.10	0.004	0.05	28.27	2.59
1.50	1.58	0.10	0.004	0.05	30.29	2.66
2.00	2.10	0.10	0.004	0.05	40.38	2.95
2.50	2.63	0.10	0.004	0.05	50.48	3.17

**SPASI 0.5 m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.000211	0.016406	0.934572	93.56
2	0.000423	0.023202	0.995719	99.58
3	0.000634	0.028416	0.99972	99.97
4	0.000846	0.032812	0.999982	100.00
5	0.001057	0.036685	0.999999	100.00
6	0.001268	0.040187	1	100.00
7	0.00148	0.043407	1	100.00
8	0.001691	0.046404	1	100.00
9	0.001903	0.049219	1	100.00
10	0.002114	0.051881	1	100.00
11	0.002325	0.054413	1	100.00

**SPASI 0.8 m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.000211	0.016406	0.560818	56.80
2	0.000423	0.023202	0.807119	81.16
3	0.000634	0.028416	0.91529	91.77
4	0.000846	0.032812	0.962797	96.40
5	0.001057	0.036685	0.983661	98.43
6	0.001268	0.040187	0.992824	99.31
7	0.00148	0.043407	0.996849	99.70
8	0.001691	0.046404	0.998616	99.87
9	0.001903	0.049219	0.999392	99.94
10	0.002114	0.051881	0.999733	99.97
11	0.002325	0.054413	0.999883	99.99

**SPASI 1m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.000211	0.016406	0.378808	38.90
2	0.000423	0.023202	0.61412	62.31
3	0.000634	0.028416	0.760294	76.71
4	0.000846	0.032812	0.851097	85.60
5	0.001057	0.036685	0.907502	91.09
6	0.001268	0.040187	0.942541	94.49
7	0.00148	0.043407	0.964307	96.59
8	0.001691	0.046404	0.977828	97.89
9	0.001903	0.049219	0.986227	98.69
10	0.002114	0.051881	0.991444	99.19
11	0.002325	0.054413	0.994685	99.50

**SPASI 1,2 m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.000211	0.016406	0.263544	27.56
2	0.000423	0.023202	0.457632	47.02
3	0.000634	0.028416	0.60057	61.19
4	0.000846	0.032812	0.705837	71.55
5	0.001057	0.036685	0.783362	79.13
6	0.001268	0.040187	0.840456	84.69
7	0.00148	0.043407	0.882502	88.76
8	0.001691	0.046404	0.913468	91.75
9	0.001903	0.049219	0.936273	93.94
10	0.002114	0.051881	0.953068	95.55
11	0.002325	0.054413	0.965437	96.73

**SPASI 1,3 m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.000211	0.016406	0.22304	23.58
2	0.000423	0.023202	0.396333	41.03
3	0.000634	0.028416	0.530975	54.43
4	0.000846	0.032812	0.635586	64.75
5	0.001057	0.036685	0.716865	72.73
6	0.001268	0.040187	0.780015	78.89
7	0.00148	0.043407	0.829081	83.65
8	0.001691	0.046404	0.867203	87.34
9	0.001903	0.049219	0.896822	90.19
10	0.002114	0.051881	0.919835	92.40
11	0.002325	0.054413	0.937715	94.11

**SPASI 1,4 m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.000211	0.016406	0.190533	20.38
2	0.000423	0.023202	0.344764	36.00
3	0.000634	0.028416	0.469608	48.47
4	0.000846	0.032812	0.570665	58.48
5	0.001057	0.036685	0.652468	66.52
6	0.001268	0.040187	0.718684	73.00
7	0.00148	0.043407	0.772284	78.22
8	0.001691	0.046404	0.815672	82.42
9	0.001903	0.049219	0.850792	85.81
10	0.002114	0.051881	0.879221	88.55
11	0.002325	0.054413	0.902234	90.76

**SPASI 1,5 m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.000211	0.016406	0.164196	17.79
2	0.000423	0.023202	0.301431	31.76
3	0.000634	0.028416	0.416133	43.27
4	0.000846	0.032812	0.512001	52.80
5	0.001057	0.036685	0.592128	60.71
6	0.001268	0.040187	0.659099	67.28
7	0.00148	0.043407	0.715073	72.74
8	0.001691	0.046404	0.761857	77.29
9	0.001903	0.049219	0.800959	81.08
10	0.002114	0.051881	0.833641	84.23
11	0.002325	0.054413	0.860956	86.85

**SPASI 2m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.000211	0.016406	0.087025	10.20
2	0.000423	0.023202	0.166476	18.58
3	0.000634	0.028416	0.239013	26.06
4	0.000846	0.032812	0.305238	32.80
5	0.001057	0.036685	0.365699	38.90
6	0.001268	0.040187	0.420899	44.42
7	0.00148	0.043407	0.471295	49.42
8	0.001691	0.046404	0.517305	53.97
9	0.001903	0.049219	0.559312	58.10
10	0.002114	0.051881	0.597662	61.85
11	0.002325	0.054413	0.632676	65.27

## Perhitungan pola pemasangan PVD (pola pemasangan segiempat) dengan jarak bervariasi Timbunan Sisi Barat

Data tanah

Cv gab	=	1.4E-07	m <sup>2</sup> /det			
kh/kv	=	3.5				
Ch gab	=	4.9E-07	m <sup>2</sup> /det	1 minggu =	604800	detik

Data PVD

a	=	10	cm	=	0.1	m
b	=	0.4	cm	=	0.004	m
dw	=	(a+b)/2		=	0.052	m

**Pola pemasangan segi empat**

$$D = 1.13S$$

JARAK PVD S (m)	D (m)	a (m)	b (m)	dw (m)	n	F(m)
0.50	0.57	0.10	0.004	0.05	10.87	1.65
0.80	0.90	0.10	0.004	0.05	17.38	2.11
1.00	1.13	0.10	0.004	0.05	21.73	2.33
1.20	1.36	0.10	0.004	0.05	26.08	2.51
1.30	1.47	0.10	0.004	0.05	28.25	2.59
1.40	1.58	0.10	0.004	0.05	30.42	2.67
1.50	1.70	0.10	0.004	0.05	32.60	2.73
2.00	2.26	0.10	0.004	0.05	43.46	3.02
2.50	2.83	0.10	0.004	0.05	54.33	3.25

**SPASI 0.5 m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab	t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)	(minggu)				(%)
1	0.000211	0.016406	0.894716	89.64	1	0.000211	0.016406	0.496407	50.47
2	0.000423	0.023202	0.988915	98.92	2	0.000423	0.023202	0.746395	75.23
3	0.000634	0.028416	0.998833	99.89	3	0.000634	0.028416	0.872286	87.59
4	0.000846	0.032812	0.999877	99.99	4	0.000846	0.032812	0.935684	93.78
5	0.001057	0.036685	0.999987	100.00	5	0.001057	0.036685	0.967611	96.88
6	0.001268	0.040187	0.999999	100.00	6	0.001268	0.040187	0.983689	98.43
7	0.00148	0.043407	1	100.00	7	0.00148	0.043407	0.991786	99.21
8	0.001691	0.046404	1	100.00	8	0.001691	0.046404	0.995863	99.61
9	0.001903	0.049219	1	100.00	9	0.001903	0.049219	0.997917	99.80
10	0.002114	0.051881	1	100.00	10	0.002114	0.051881	0.998951	99.90
11	0.002325	0.054413	1	100.00	11	0.002325	0.054413	0.999472	99.95

**SPASI 0.8 m****SPASI 1m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab	t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)	(minggu)				(%)
1	0.000211	0.016406	0.328422	33.94	1	0.000211	0.016406	0.226169	23.89
2	0.000423	0.023202	0.548983	55.94	2	0.000423	0.023202	0.401185	41.51
3	0.000634	0.028416	0.697106	70.57	3	0.000634	0.028416	0.536618	54.98
4	0.000846	0.032812	0.796583	80.33	4	0.000846	0.032812	0.64142	65.32
5	0.001057	0.036685	0.86339	86.84	5	0.001057	0.036685	0.72252	73.27
6	0.001268	0.040187	0.908255	91.19	6	0.001268	0.040187	0.785277	79.39
7	0.00148	0.043407	0.938386	94.11	7	0.00148	0.043407	0.833841	84.11
8	0.001691	0.046404	0.958622	96.05	8	0.001691	0.046404	0.871421	87.74
9	0.001903	0.049219	0.972211	97.36	9	0.001903	0.049219	0.900501	90.54
10	0.002114	0.051881	0.981338	98.23	10	0.002114	0.051881	0.923005	92.70
11	0.002325	0.054413	0.987467	98.81	11	0.002325	0.054413	0.940419	94.37

**SPASI 1,2 m**

**SPASI 1.5 m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.000211	0.016406	0.139898	15.40
2	0.000423	0.023202	0.260225	27.74
3	0.000634	0.028416	0.363718	38.18
4	0.000846	0.032812	0.452733	47.07
5	0.001057	0.036685	0.529294	54.66
6	0.001268	0.040187	0.595145	61.14
7	0.00148	0.043407	0.651784	66.69
8	0.001691	0.046404	0.700498	71.44
9	0.001903	0.049219	0.742398	75.51
10	0.002114	0.051881	0.778436	78.99
11	0.002325	0.054413	0.809433	81.98

**SPASI 2m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.000211	0.016406	0.073833	8.90
2	0.000423	0.023202	0.142215	16.21
3	0.000634	0.028416	0.205548	22.81
4	0.000846	0.032812	0.264205	28.83
5	0.001057	0.036685	0.318531	34.35
6	0.001268	0.040187	0.368847	39.42
7	0.00148	0.043407	0.415447	44.08
8	0.001691	0.046404	0.458606	48.37
9	0.001903	0.049219	0.498579	52.33
10	0.002114	0.051881	0.535601	55.97
11	0.002325	0.054413	0.569889	59.33

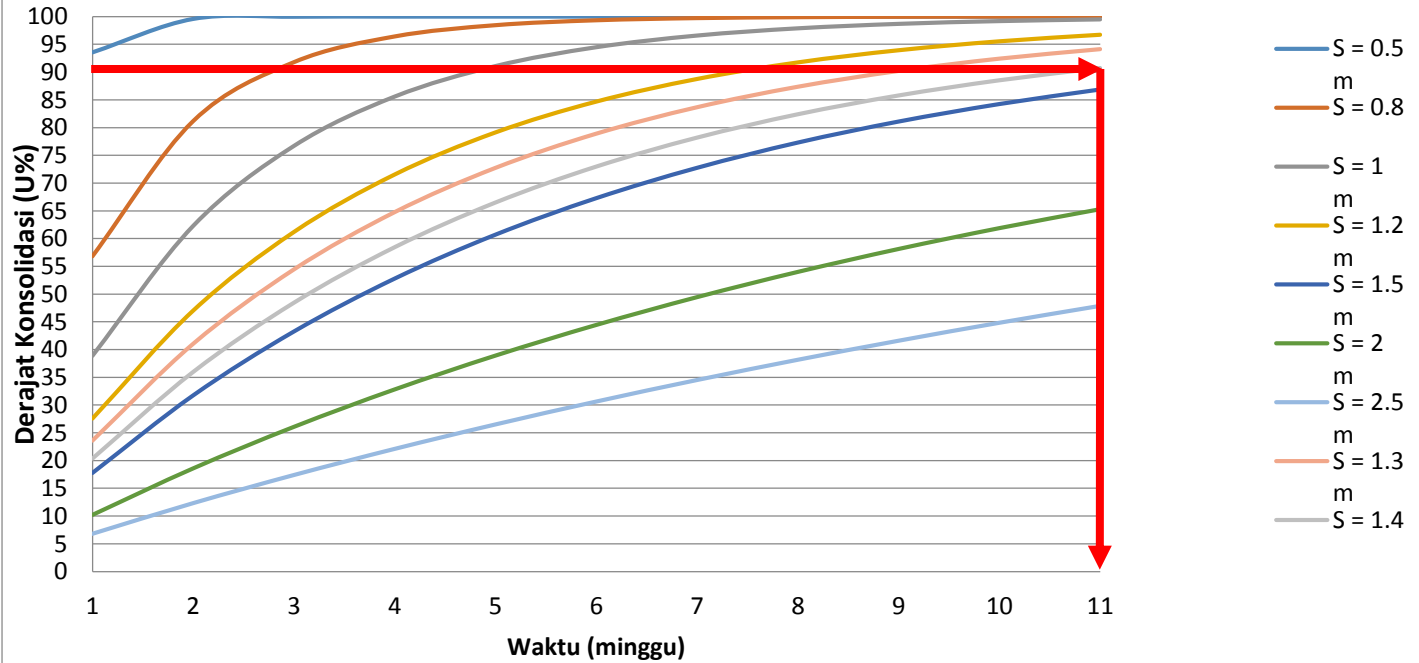
**SPASI 1,3 m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.000211	0.016406	0.190811	20.41
2	0.000423	0.023202	0.345214	36.04
3	0.000634	0.028416	0.470154	48.52
4	0.000846	0.032812	0.571255	58.53
5	0.001057	0.036685	0.653064	66.58
6	0.001268	0.040187	0.719263	73.05
7	0.00148	0.043407	0.772831	78.27
8	0.001691	0.046404	0.816177	82.47
9	0.001903	0.049219	0.851253	85.86
10	0.002114	0.051881	0.879636	88.59
11	0.002325	0.054413	0.902602	90.79

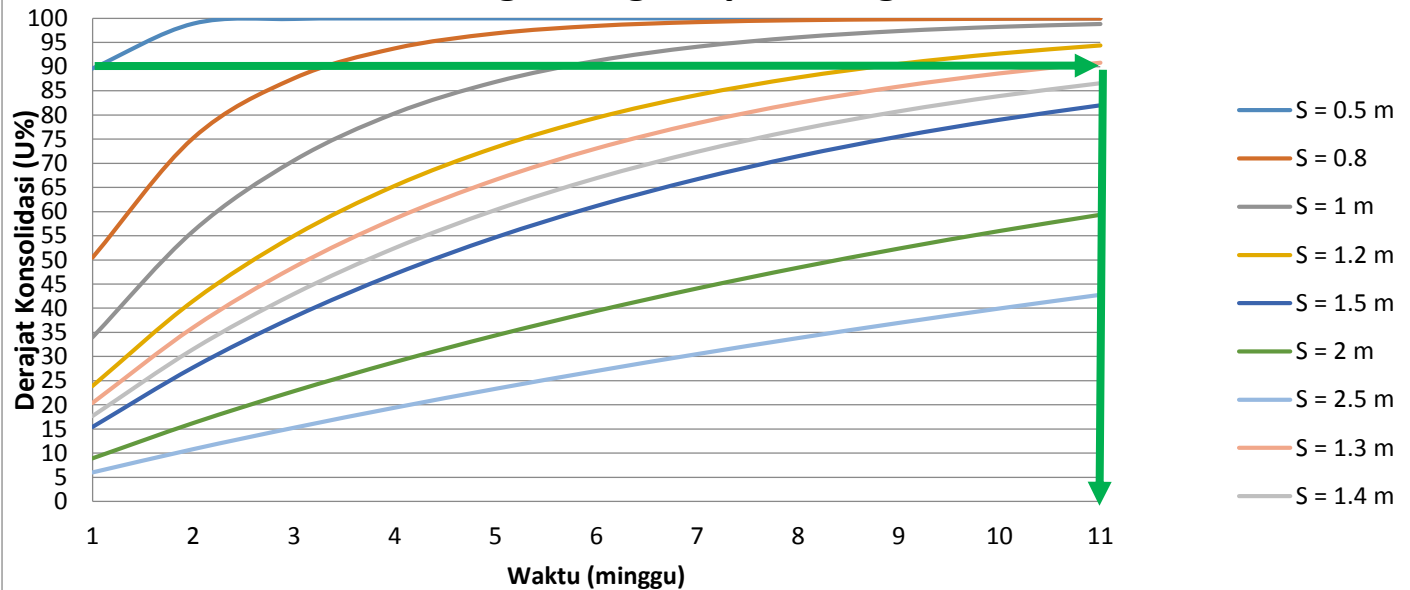
**SPASI 1,4 m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.000211	0.016406	0.162623	17.64
2	0.000423	0.023202	0.2988	31.51
3	0.000634	0.028416	0.412831	42.95
4	0.000846	0.032812	0.508318	52.45
5	0.001057	0.036685	0.588277	60.34
6	0.001268	0.040187	0.655233	66.91
7	0.00148	0.043407	0.7113	72.38
8	0.001691	0.046404	0.758249	76.95
9	0.001903	0.049219	0.797563	80.75
10	0.002114	0.051881	0.830484	83.93
11	0.002325	0.054413	0.858052	86.58

## Pola Pemasangan Segitiga dengan Variasi Jarak



## Pola Pemasangan Segiempat dengan Variasi Jarak





## Perhitungan pola pemasangan PVD (pola pemasangan segitiga) dengan jarak bervariasi Timbunan Sisi Timur

Data tanah

Cv gab = 1.3E-07 m<sup>2</sup>/det

kh/kv = 3.5

Ch gab = 4.7E-07 m<sup>2</sup>/det 1 minggu = 604800 detik

Data PVD

a = 10 cm = 0.1 m

b = 0.4 cm = 0.004 m

dw = (a+b)/2 = 0.052 m

**Pola pemasangan segi tiga**

D = 1.05S

JARAK PVD S (m)	D (m)	a (m)	b (m)	dw (m)	n	F(n)
0.5	0.525	0.1	0.004	0.052	10.10	1.58
0.8	0.84	0.1	0.004	0.052	16.15	2.04
1	1.05	0.1	0.004	0.052	20.19	2.26
1.2	1.26	0.1	0.004	0.052	24.23	2.44
1.3	1.365	0.1	0.004	0.052	26.25	2.52
1.4	1.47	0.1	0.004	0.052	28.27	2.59
1.5	1.575	0.1	0.004	0.052	30.29	2.66
2	2.1	0.1	0.004	0.052	40.38	2.95
2.5	2.625	0.1	0.004	0.052	50.48	3.17

**SPASI 0.5 m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.000361	0.021448	0.927	92.89
2	0.000723	0.030332	0.995	99.49
3	0.001084	0.037149	1	99.96
4	0.001445	0.042895	1	100.00
5	0.001806	0.047959	1	100.00
6	0.002168	0.052536	1	100.00
7	0.002529	0.056745	1	100.00
8	0.00289	0.060663	1	100.00
9	0.003252	0.064343	1	100.00
10	0.003613	0.067824	1	100.00

**SPASI 0.8 m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.000361	0.021448	0.546614	55.63
2	0.000723	0.030332	0.794441	80.07
3	0.001084	0.037149	0.906803	91.03
4	0.001445	0.042895	0.957746	95.96
5	0.001806	0.047959	0.980842	98.18
6	0.002168	0.052536	0.991314	99.18
7	0.002529	0.056745	0.996062	99.63
8	0.00289	0.060663	0.998215	99.83
9	0.003252	0.064343	0.999191	99.92
10	0.003613	0.067824	0.999633	99.97

**SPASI 1m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.000361	0.021448	0.367	38.08
2	0.000723	0.030332	0.6	61.18
3	0.001084	0.037149	0.747	75.61
4	0.001445	0.042895	0.84	84.66
5	0.001806	0.047959	0.899	90.34
6	0.002168	0.052536	0.936	93.92
7	0.002529	0.056745	0.959	96.17
8	0.00289	0.060663	0.974	97.59
9	0.003252	0.064343	0.984	98.48
10	0.003613	0.067824	0.99	99.04

**SPASI 1,2 m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.000361	0.021448	0.254777	27.08
2	0.000723	0.030332	0.444643	46.15
3	0.001084	0.037149	0.586136	60.15
4	0.001445	0.042895	0.691579	70.48
5	0.001806	0.047959	0.770158	78.12
6	0.002168	0.052536	0.828716	83.77
7	0.002529	0.056745	0.872356	87.96
8	0.00289	0.060663	0.904876	91.06
9	0.003252	0.064343	0.929112	93.37
10	0.003613	0.067824	0.947173	95.08

**SPASI 1,3 m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.000361	0.021448	0.215418	23.22
2	0.000723	0.030332	0.384431	40.31
3	0.001084	0.037149	0.517036	53.50
4	0.001445	0.042895	0.621075	63.73
5	0.001806	0.047959	0.702702	71.70
6	0.002168	0.052536	0.766746	77.90
7	0.002529	0.056745	0.816993	82.74
8	0.00289	0.060663	0.856416	86.51
9	0.003252	0.064343	0.887347	89.46
10	0.003613	0.067824	0.911614	91.76

**SPASI 1,4 m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.000361	0.021448	0.183887	20.14
2	0.000723	0.030332	0.33396	35.42
3	0.001084	0.037149	0.456437	47.66
4	0.001445	0.042895	0.556391	57.54
5	0.001806	0.047959	0.637965	65.53
6	0.002168	0.052536	0.704539	72.01
7	0.002529	0.056745	0.75887	77.26
8	0.00289	0.060663	0.803211	81.51
9	0.003252	0.064343	0.839398	84.97
10	0.003613	0.067824	0.868931	87.78

**SPASI 1,5 m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.000361	0.021448	0.158377	17.64
2	0.000723	0.030332	0.29167	31.32
3	0.001084	0.037149	0.403853	42.60
4	0.001445	0.042895	0.498268	51.98
5	0.001806	0.047959	0.577731	59.80
6	0.002168	0.052536	0.644608	66.33
7	0.002529	0.056745	0.700894	71.79
8	0.00289	0.060663	0.748265	76.35
9	0.003252	0.064343	0.788134	80.18
10	0.003613	0.067824	0.821689	83.38

**SPASI 2m**

t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.000361	0.021448	0.083804	10.35
2	0.000723	0.030332	0.160584	18.60
3	0.001084	0.037149	0.23093	25.95
4	0.001445	0.042895	0.295381	32.56
5	0.001806	0.047959	0.354431	38.54
6	0.002168	0.052536	0.408532	43.96
7	0.002529	0.056745	0.458099	48.88
8	0.00289	0.060663	0.503512	53.36
9	0.003252	0.064343	0.54512	57.44
10	0.003613	0.067824	0.58324	61.15

## Perhitungan pola pemasangan PVD (pola pemasangan segiempat) dengan jarak bervariasi Timbunan Sisi Timur

Data tanah

Cv gab	=	1.34E-07	m <sup>2</sup> /det			
kh/kv	=	3.5				
Ch gab	=	4.7E-07	m <sup>2</sup> /det	1 minggu =	604800	detik

Data PVD

a	=	10	cm	=	0.1	m
b	=	0.4	cm	=	0.004	m
dw	=	(a+b)/2		=	0.052	m

**Pola pemasangan segi empat**

$$D = 1.13S$$

JARAK PVD S (m)	D (m)	a (m)	b (m)	dw (m)	n	F(n)
0.5	0.565	0.1	0.004	0.052	10.865	1.647
0.8	0.904	0.1	0.004	0.052	17.385	2.112
1	1.13	0.1	0.004	0.052	21.731	2.329
1.2	1.356	0.1	0.004	0.052	26.077	2.511
1.3	1.469	0.1	0.004	0.052	28.250	2.591
1.4	1.582	0.1	0.004	0.052	30.423	2.665
1.5	1.695	0.1	0.004	0.052	32.596	2.734
2	2.26	0.1	0.004	0.052	43.462	3.022
2.5	2.825	0.1	0.004	0.052	54.327	3.245

**SPASI 0.5 m****SPASI 0.8 m**

t (minggu)	Tv	Uv	Uh	Ugab (%)	t (minggu)	Tv	Uv	Uh	Ugab (%)
1	0.00036	0.02145	0.885	88.76	1	0.000361	0.021448	0.482866	49.40
2	0.00072	0.03033	0.987	98.72	2	0.000723	0.030332	0.732572	74.07
3	0.00108	0.03715	0.998	99.85	3	0.001084	0.037149	0.861704	86.68
4	0.00145	0.04290	1	99.98	4	0.001445	0.042895	0.928482	93.16
5	0.00181	0.04796	1	100.00	5	0.001806	0.047959	0.963016	96.48
6	0.00217	0.05254	1	100.00	6	0.002168	0.052536	0.980874	98.19
7	0.00253	0.05675	1	100.00	7	0.002529	0.056745	0.990109	99.07
8	0.00289	0.06066	1	100.00	8	0.00289	0.060663	0.994885	99.52
9	0.00325	0.06434	1	100.00	9	0.003252	0.064343	0.997355	99.75
10	0.00361	0.06782	1	100.00	10	0.003613	0.067824	0.998632	99.87

**SPASI 1m****SPASI 1.2 m**

t (minggu)	Tv	Uv	Uh	Ugab (%)	t (minggu)	Tv	Uv	Uh	Ugab (%)
1	0.000361	0.021448	0.318	33.26	1	0.000361	0.021448	0.218455	23.52
2	0.000723	0.030332	0.535	54.90	2	0.000723	0.030332	0.389188	40.77
3	0.001084	0.037149	0.683	69.46	3	0.001084	0.037149	0.522623	54.04
4	0.001445	0.042895	0.784	79.29	4	0.001445	0.042895	0.626909	64.29
5	0.001806	0.047959	0.852	85.95	5	0.001806	0.047959	0.708413	72.24
6	0.002168	0.052536	0.899	90.47	6	0.002168	0.052536	0.772111	78.41
7	0.002529	0.056745	0.931	93.53	7	0.002529	0.056745	0.821895	83.20
8	0.00289	0.060663	0.953	95.60	8	0.00289	0.060663	0.860803	86.92
9	0.003252	0.064343	0.968	97.01	9	0.003252	0.064343	0.891211	89.82
10	0.003613	0.067824	0.978	97.97	10	0.003613	0.067824	0.914977	92.07

**SPASI 1,3 m**

t (minggu)	Tv	Uv	Uh	Ugab (%)
1	0.000361	0.021448	0.184157	20.17
2	0.000723	0.030332	0.3344	35.46
3	0.001084	0.037149	0.456975	47.71
4	0.001445	0.042895	0.556977	57.60
5	0.001806	0.047959	0.638562	65.59
6	0.002168	0.052536	0.705124	72.06
7	0.002529	0.056745	0.759427	77.31
8	0.00289	0.060663	0.80373	81.56
9	0.003252	0.064343	0.839875	85.02
10	0.003613	0.067824	0.869363	87.82

**SPASI 1,4 m**

t (minggu)	Tv	Uv	Uh	Ugab (%)
1	0.000361	0.021448	0.156854	17.49
2	0.000723	0.030332	0.289106	31.07
3	0.001084	0.037149	0.400613	42.29
4	0.001445	0.042895	0.494629	51.63
5	0.001806	0.047959	0.573899	59.43
6	0.002168	0.052536	0.640735	65.96
7	0.002529	0.056745	0.697087	71.43
8	0.00289	0.060663	0.7446	76.01
9	0.003252	0.064343	0.784661	79.85
10	0.003613	0.067824	0.818438	83.08

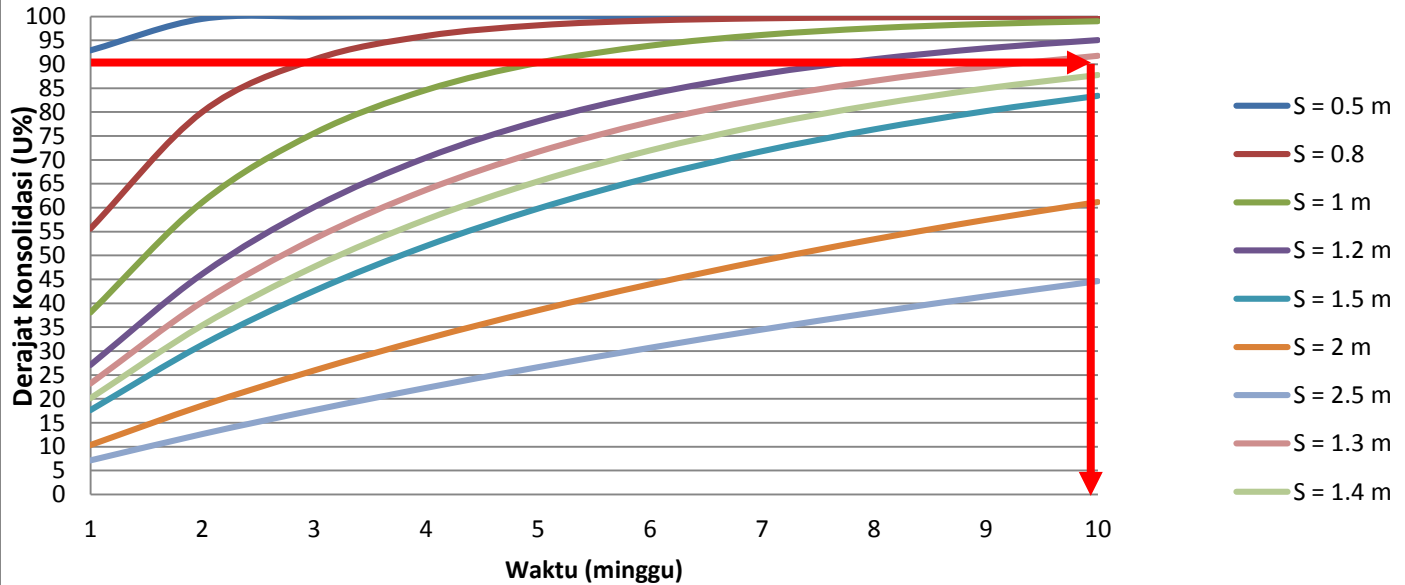
**SPASI 1,5 m**

t (minggu)	Tv	Uv	Uh	Ugab (%)
1	0.000361	0.021448	0.134869	15.34
2	0.000723	0.030332	0.251549	27.43
3	0.001084	0.037149	0.352492	37.65
4	0.001445	0.042895	0.439821	46.39
5	0.001806	0.047959	0.515372	53.86
6	0.002168	0.052536	0.580734	60.28
7	0.002529	0.056745	0.63728	65.79
8	0.00289	0.060663	0.6862	70.52
9	0.003252	0.064343	0.728522	74.60
10	0.003613	0.067824	0.765136	78.11

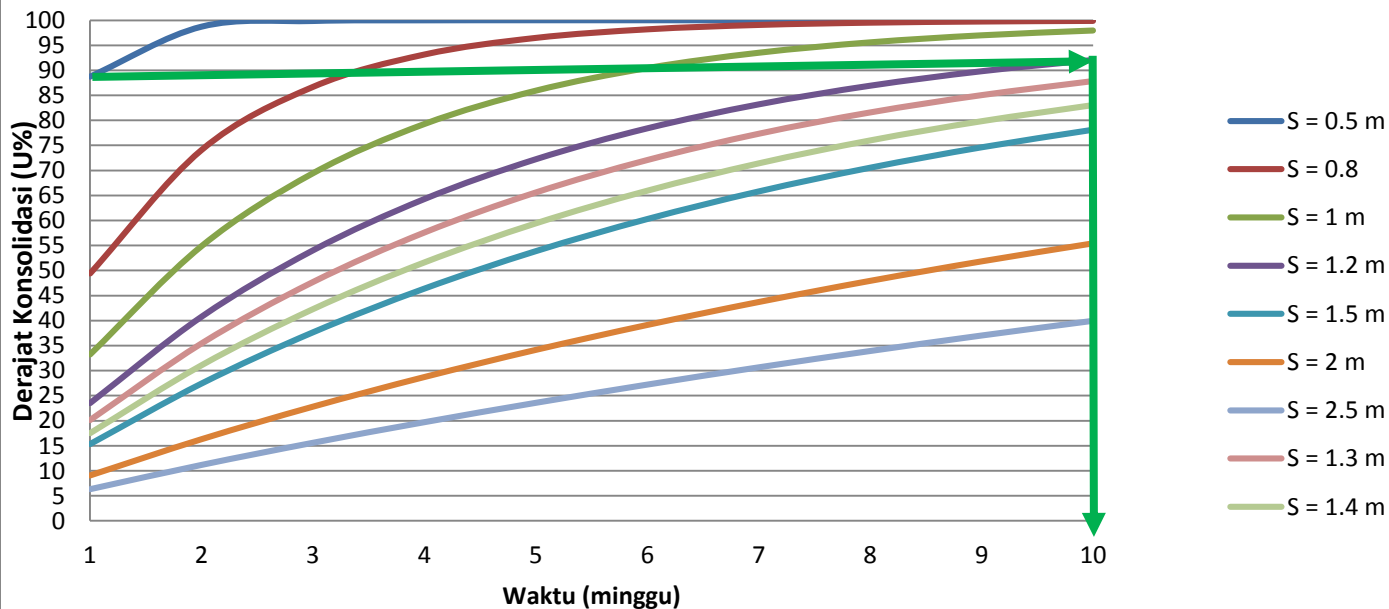
**SPASI 2m**

t (minggu)	Tv	Uv	Uh	Ugab (%)
1	0.000361	0.021448	0.071081	9.10
2	0.000723	0.030332	0.13711	16.33
3	0.001084	0.037149	0.198445	22.82
4	0.001445	0.042895	0.255421	28.74
5	0.001806	0.047959	0.308347	34.15
6	0.002168	0.052536	0.35751	39.13
7	0.002529	0.056745	0.403179	43.70
8	0.00289	0.060663	0.445602	47.92
9	0.003252	0.064343	0.48501	51.81
10	0.003613	0.067824	0.521616	55.41

## Pola Pemasangan Segitiga dengan Variasi Jarak



## Pola Pemasangan Segiempat dengan Variasi Jarak





Kecepatan penimbunan  
Tahap Penimbunan

50 cm/minggu

Tinggi Timbunan	Waktu (minggu)						
	0.5 m	1 m	1.5 m	2 m	2.5 m	3 m	3.5 m
0.5 m	1						
1 m	2	1					
1.5 m	3	2	1				
2 m	4	3	2	1			
2.5 m	5	4	3	2	1		
3 m	6	5	4	3	2	1	
3.5 m	7	6	5	4	3	2	1

Tahapan Timbunan (m)	Umur Timb (minggu)	Derajat Kons Uttotal (%)	$\Delta P1$ pada $U < 100\%$
Tanah Asli		100	
0.0 - 0.5	7	78.22	$\left[ \left( \frac{\sigma'_1}{p'_0} \right)^U \cdot p'_0 \right] - p'_0$
0.5 - 1.00	6	73.00	$\left[ \left( \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \right)^U \cdot \sigma'_1 \right] - \sigma'_1$
1.00 - 1.50	5	66.52	$\left[ \left( \frac{\sigma'_3}{\sigma'_2} \right)^U \cdot \sigma'_2 \right] - \sigma'_2$
1.50 - 2.00	4	58.48	$\left[ \left( \frac{\sigma'_4}{\sigma'_3} \right)^U \cdot \sigma'_3 \right] - \sigma'_3$
2.00 - 2.50	3	48.47	$\left[ \left( \frac{\sigma'_5}{\sigma'_4} \right)^U \cdot \sigma'_4 \right] - \sigma'_4$
2.50 - 3.00	2	36.00	$\left[ \left( \frac{\sigma'_6}{\sigma'_5} \right)^U \cdot \sigma'_5 \right] - \sigma'_5$
3.00 - 3.50	1	20.38	$\left[ \left( \frac{\sigma'_7}{\sigma'_6} \right)^U \cdot \sigma'_6 \right] - \sigma'_6$

No.	Derajat Konsolidasi 100%									
	Tegangan		Po' (t/m <sup>2</sup> )	σ1' (t/m <sup>2</sup> )	σ2' (t/m <sup>2</sup> )	σ3' (t/m <sup>2</sup> )	σ4' (t/m <sup>2</sup> )	σ5' (t/m <sup>2</sup> )	σ6' (t/m <sup>2</sup> )	σ7' (t/m <sup>2</sup> )
	Kedalaman (m)		H = 0 m	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5
1	0	1	0.299	1.25	2.20	3.15	4.10	5.05	6.00	6.95
2	1	2	0.898	1.85	2.80	3.75	4.70	5.65	6.60	7.55
3	2	3	1.496	2.43	3.36	4.29	5.22	6.15	7.08	8.01
4	3	4	2.133	3.04	3.96	4.87	5.78	6.69	7.60	8.52
5	4	5	2.769	3.64	4.52	5.39	6.26	7.14	8.01	8.89
6	5	6	3.405	4.26	5.11	5.97	6.82	7.68	8.53	9.39
7	6	7	4.067	4.90	5.74	6.58	7.41	8.25	9.08	9.92
8	7	8	4.730	5.55	6.36	7.18	8.00	8.81	9.63	10.45
9	8	9	5.392	6.19	6.99	7.79	8.58	9.38	10.18	10.98
10	9	10	6.032	6.81	7.59	8.37	9.15	9.93	10.71	11.48
11	10	11	6.671	7.43	8.19	8.95	9.71	10.47	11.23	11.99
12	11	12	7.310	8.03	8.75	9.48	10.20	10.92	11.64	12.36
13	12	13	7.940	8.62	9.31	9.99	10.68	11.36	12.04	12.73
14	13	14	8.569	9.23	9.90	10.56	11.23	11.89	12.56	13.22
15	14	15	9.198	9.84	10.49	11.14	11.78	12.43	13.07	13.72
16	15	16	9.861	10.49	11.12	11.74	12.37	13.00	13.62	14.25
17	16	17	10.524	11.11	11.70	12.29	12.88	13.47	14.06	14.65
18	17	18	11.187	11.76	12.33	12.90	13.47	14.04	14.61	15.18
19	18	19	11.869	12.42	12.97	13.52	14.07	14.62	15.18	15.73
20	19	20	12.551	13.08	13.62	14.15	14.68	15.21	15.74	16.28

Derajat Konsolidasi $U < 100\%$										
Perubahan Tegangan	Po' (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P1$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P2$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P3$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P4$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P5$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P6$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P7$ (t/m <sup>2</sup> )	$S\sigma'$ (t/m <sup>2</sup> )	
Tinggi Penimbunan	H = 0 m	H = 0.5 m	H = 1 m	H = 1.5 m	H = 2 m	H = 2.5 m	H = 3 m	H = 3.5 m		
Umur Timbunan (minggu)	-	7	6	5	4	3	2	1		
Kedalaman (m)	100	78.22	73.00	66.52	58.48	48.47	36.00	20.38		
0	1	0.299	0.616	0.944	1.160	1.267	1.209	0.943	0.474	6.912
1	2	0.898	0.681	1.229	1.351	1.449	1.353	1.040	0.518	8.519
2	3	1.496	0.688	1.501	1.517	1.608	1.473	1.119	0.552	9.956
3	4	2.133	0.685	1.779	1.697	1.778	1.602	1.204	0.590	11.468
4	5	2.769	0.663	2.027	1.858	1.924	1.708	1.271	0.618	12.839
5	6	3.405	0.652	2.281	2.045	2.093	1.837	1.356	0.656	14.325
6	7	4.067	0.640	2.534	2.244	2.269	1.972	1.445	0.695	15.868
7	8	4.730	0.628	2.777	2.447	2.444	2.107	1.534	0.734	17.402
8	9	5.392	0.615	3.010	2.654	2.618	2.242	1.623	0.773	18.929
9	10	6.032	0.601	3.226	2.856	2.785	2.372	1.708	0.811	20.391
10	11	6.671	0.587	3.434	3.061	2.952	2.501	1.794	0.848	21.848
11	12	7.310	0.559	3.606	3.252	3.093	2.608	1.861	0.877	23.164
12	13	7.940	0.530	3.764	3.442	3.230	2.712	1.926	0.904	24.448
13	14	8.569	0.516	3.942	3.653	3.391	2.839	2.010	0.941	25.861
14	15	9.198	0.502	4.114	3.865	3.552	2.966	2.093	0.977	27.268
15	16	9.861	0.487	4.290	4.092	3.722	3.101	2.182	1.017	28.752
16	17	10.524	0.458	4.420	4.307	3.866	3.213	2.253	1.047	30.088
17	18	11.187	0.443	4.579	4.539	4.034	3.349	2.342	1.086	31.559
18	19	11.869	0.429	4.737	4.781	4.208	3.488	2.434	1.126	33.072
19	20	12.551	0.414	4.888	5.024	4.381	3.628	2.526	1.167	34.579

Kedalaman (m)		PI	Cu lama (t/m <sup>2</sup> )	Cu baru (t/m <sup>2</sup> )
0	1	39.02	1.920	1.618
1	2	39.02	1.920	1.823
2	3	39.02	1.920	2.006
3	4	36.47	0.890	2.246
4	5	36.47	0.890	2.426
5	6	36.47	0.890	2.621
6	7	34.41	0.470	2.877
7	8	34.41	0.470	3.084
8	9	34.41	0.470	3.289
9	10	35.42	1.280	3.454
10	11	35.42	1.280	3.648
11	12	35.42	1.280	3.823
12	13	32.39	9.600	4.113
13	14	32.39	9.600	4.308
14	15	32.39	9.600	4.502
15	16	24.42	2.710	5.074
16	17	24.42	2.710	5.275
17	18	24.42	2.710	5.497
18	19	31.02	2.940	5.376
19	20	31.02	2.940	5.587

Kecepatan penimbunan

50 cm/minggu

Tahap Penimbunan

Tinggi Timbunan	Waktu (minggu)					
	0.5 m	1 m	1.5 m	2 m	2.5 m	3 m
0.5 m	1					
1 m	2	1				
1.5 m	3	2	1			
2 m	4	3	2	1		
2.5 m	5	4	3	2	1	
3 m	6	5	4	3	2	1

Tahapan Timbunan (m)	Umur Timb (minggu)	Derajat Kons Utotal (%)	$\Delta P1$ pada $U < 100\%$
Tanah Asli		100	
0.0 - 0.5	6	77.90	$\left[ \left( \frac{\sigma'_1}{p'_0} \right)^U \cdot p'_0 \right] - p'_0$
0.5 - 1.00	5	71.70	$\left[ \left( \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \right)^U \cdot \sigma'_1 \right] - \sigma'_1$
1.00 - 1.50	4	63.73	$\left[ \left( \frac{\sigma'_3}{\sigma'_2} \right)^U \cdot \sigma'_2 \right] - \sigma'_2$
1.50 - 2.00	3	53.50	$\left[ \left( \frac{\sigma'_4}{\sigma'_3} \right)^U \cdot \sigma'_3 \right] - \sigma'_3$
2.00 - 2.50	2	40.31	$\left[ \left( \frac{\sigma'_5}{\sigma'_4} \right)^U \cdot \sigma'_4 \right] - \sigma'_4$
2.50 - 3.00	1	23.22	$\left[ \left( \frac{\sigma'_6}{\sigma'_5} \right)^U \cdot \sigma'_5 \right] - \sigma'_5$

Derajat Konsolidasi 100%								
Tegangan		Po' (t/m <sup>2</sup> )	σ1' (t/m <sup>2</sup> )	σ2' (t/m <sup>2</sup> )	σ3' (t/m <sup>2</sup> )	σ4' (t/m <sup>2</sup> )	σ5' (t/m <sup>2</sup> )	σ6' (t/m <sup>2</sup> )
Kedalaman (m)		H = 0 m	0.5	1	1.5	2	2.5	3
0	1	0.297	1.247	2.197	3.147	4.097	5.047	5.997
1	2	0.891	1.841	2.791	3.741	4.691	5.641	6.591
2	3	1.485	2.416	3.347	4.278	5.209	6.140	7.071
3	4	2.115	3.027	3.939	4.851	5.763	6.675	7.587
4	5	2.745	3.619	4.493	5.367	6.241	7.115	7.989
5	6	3.376	4.231	5.086	5.941	6.796	7.651	8.506
6	7	4.025	4.861	5.697	6.533	7.369	8.205	9.041
7	8	4.675	5.492	6.309	7.126	7.943	8.760	9.577
8	9	5.325	6.123	6.921	7.719	8.517	9.315	10.113
9	10	6.002	6.781	7.560	8.339	9.118	9.897	10.676
10	11	6.679	7.439	8.199	8.959	9.719	10.479	11.239
11	12	7.356	8.078	8.800	9.522	10.244	10.966	11.688
12	13	7.981	8.665	9.349	10.033	10.717	11.401	12.085
13	14	8.606	9.271	9.936	10.601	11.266	11.931	12.596
14	15	9.231	9.877	10.523	11.169	11.815	12.461	13.107

Derajat Konsolidasi $U < 100\%$								
Perubahan Tegangan	Po' (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P1$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P2$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P3$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P4$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P5$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta P6$ (t/m <sup>2</sup> )	S $\sigma'$ (t/m <sup>2</sup> )
Tinggi Penimbunan	H = 0 m	H = 0.5 m	H = 1 m	H = 1.5 m	H = 2 m	H = 2.5 m	H = 3 m	
Umur Timbunan (minggu)	-	6	5	4	3	2	1	
Kedalaman (m)	100	77.90	71.70	63.73	53.50	40.31	23.22	
0	1	0.297	0.611	0.918	1.095	1.123	0.935	5.484
1	2	0.891	0.677	1.192	1.279	1.284	1.048	6.930
2	3	1.485	0.685	1.451	1.439	1.425	1.143	8.230
3	4	2.115	0.681	1.716	1.612	1.575	1.244	9.593
4	5	2.745	0.660	1.951	1.768	1.704	1.328	10.841
5	6	3.376	0.649	2.191	1.946	1.853	1.429	12.177
6	7	4.025	0.637	2.428	2.135	2.007	1.534	13.548
7	8	4.675	0.625	2.654	2.327	2.161	1.638	14.911
8	9	5.325	0.612	2.871	2.521	2.314	1.743	16.266
9	10	6.002	0.599	3.089	2.728	2.474	1.852	17.675
10	11	6.679	0.585	3.298	2.937	2.634	1.962	19.076
11	12	7.356	0.557	3.472	3.132	2.772	2.054	20.364
12	13	7.981	0.528	3.617	3.313	2.895	2.136	21.528
13	14	8.606	0.514	3.782	3.512	3.040	2.235	22.794
14	15	9.231	0.499	3.942	3.714	3.184	2.335	24.054

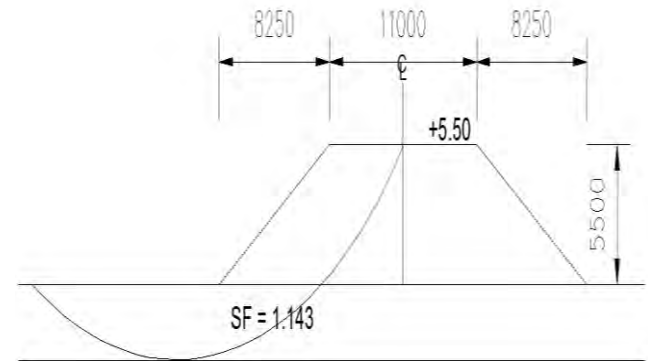
Kedalaman (m)		PI	Cu lama (t/m <sup>2</sup> )	Cu baru (t/m <sup>2</sup> )
0	1	34.87	1.430	1.473
1	2	34.87	1.430	1.666
2	3	34.87	1.430	1.841
3	4	42.26	2.580	1.910
4	5	42.26	2.580	2.063
5	6	42.26	2.580	2.226
6	7	36.90	4.110	2.510
7	8	36.90	4.110	2.688
8	9	36.90	4.110	2.866
9	10	30.46	3.340	3.232
10	11	30.46	3.340	3.430
11	12	30.46	3.340	3.612
12	13	34.97	2.910	3.621
13	14	34.97	2.910	3.790
14	15	34.97	2.910	3.959



The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : H Inisial Barat Cu = 3.5m

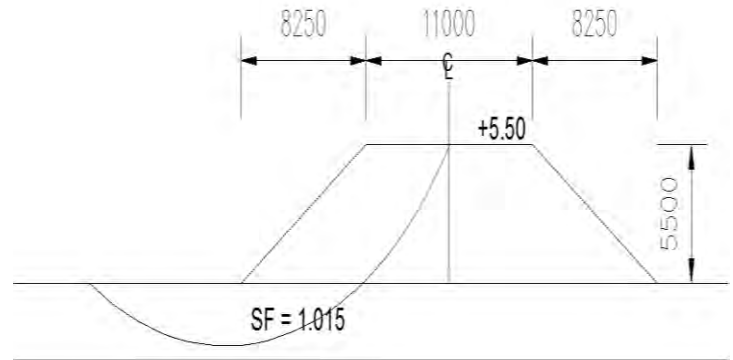
	FOS	Circle Center	Radius	Initial Terminal	Resisting	
(BISHOP)	x-coord	y-coord	x-coord	x-coord	Moment	
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN-m)
1.	1.143	26.83	38.23	21.21	16.00	43.78 1.899E+04
2.	1.143	26.79	38.47	21.39	16.00	43.80 1.905E+04
3.	1.167	26.41	39.06	22.04	15.33	43.79 1.995E+04
4.	1.196	26.15	38.84	21.56	15.67	43.08 1.783E+04
5.	1.203	25.58	42.74	25.08	15.00	43.80 2.094E+04
6.	1.215	25.75	40.21	23.21	14.33	43.71 2.128E+04
7.	1.219	24.81	47.86	29.32	15.67	43.77 2.085E+04
8.	1.227	24.21	51.00	32.07	16.00	43.65 2.044E+04
9.	1.228	25.05	44.94	26.64	15.67	43.27 1.906E+04
10.	1.245	25.85	38.02	20.86	15.33	42.54 1.689E+04



The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : H Inisial Barat Cu = 3.5m

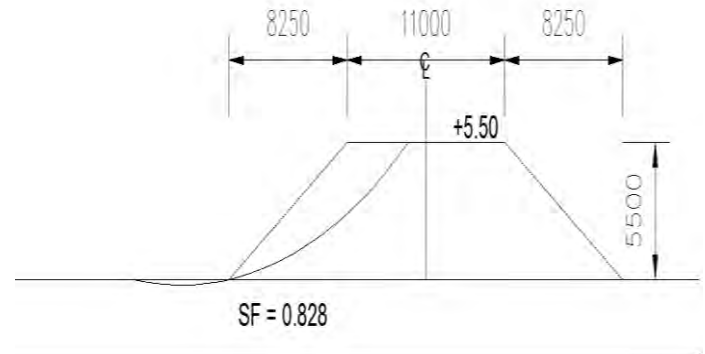
	FOS	Circle Center	Radius	Initial	Terminal	Resisting
(BISHOP)	x-coord	y-coord	x-coord	x-coord	Moment	
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN-m)
1.	1.015	29.00	35.31	17.76	20.00	43.80 1.417E+04
2.	1.016	29.03	35.13	17.61	20.00	43.78 1.413E+04
3.	1.020	29.21	34.05	16.80	20.00	43.67 1.385E+04
4.	1.025	28.80	35.61	18.09	19.67	43.79 1.454E+04
5.	1.031	26.19	47.09	27.79	20.00	43.68 1.517E+04
6.	1.050	27.36	40.32	21.73	19.67	43.25 1.393E+04
7.	1.056	27.01	43.03	24.27	19.33	43.80 1.584E+04
8.	1.072	25.06	51.28	31.87	19.00	43.79 1.689E+04
9.	1.073	28.09	35.79	18.56	18.33	43.54 1.548E+04
10.	1.074	25.92	45.89	26.71	19.33	43.17 1.457E+04



The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : H Inisial Barat Cu = 3.5m

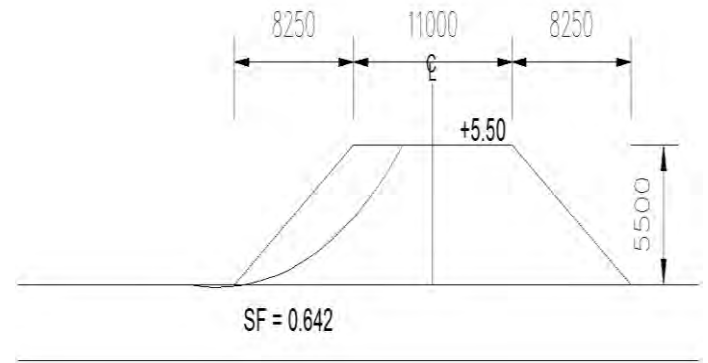
	FOS	Circle Center	Radius	Initial	Terminal	Resisting	
(BISHOP)	x-coord	y-coord	x-coord	x-coord	Moment		
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN-m)	
1.	.828	26.69	44.50	24.73	23.33	42.52	8.695E+03
2.	.839	26.96	47.35	27.59	23.33	43.80	1.162E+04
3.	.840	27.81	40.17	20.53	24.00	42.17	7.651E+03
4.	.841	27.39	39.66	19.95	24.00	41.44	6.316E+03
5.	.844	28.18	42.96	23.34	24.00	43.67	1.068E+04
6.	.852	26.72	47.32	27.58	23.00	43.57	1.143E+04
7.	.885	29.81	37.40	18.35	24.00	43.77	1.058E+04
8.	.891	29.26	38.47	19.30	23.67	43.55	1.054E+04
9.	.893	28.59	37.61	18.29	23.67	42.29	8.220E+03
10.	.893	29.22	35.65	16.50	24.00	42.22	7.826E+03



The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : H Inisial Barat Cu = 3.5m

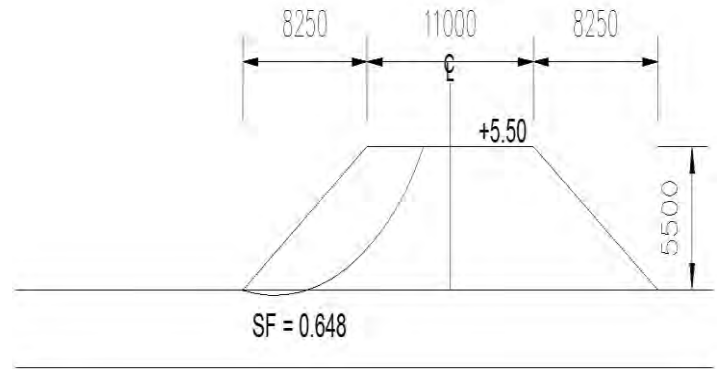
	FOS	Circle Center	Radius	Initial Terminal	Resisting	
	(BISHOP)	x-coord	y-coord	x-coord	x-coord	Moment
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN-m)
1.	.642	28.92	37.22	17.33	27.00	41.68 4.594E+03
2.	.725	29.67	37.57	17.83	26.67	42.79 6.679E+03
3.	.748	27.91	38.21	18.39	25.33	41.20 4.964E+03
4.	.751	31.35	34.04	14.52	27.67	43.09 6.463E+03
5.	.770	29.78	33.30	13.66	26.67	40.99 4.257E+03
6.	.773	31.37	34.99	15.52	27.33	43.65 7.556E+03
7.	.787	31.67	34.34	14.98	27.33	43.76 7.697E+03
8.	.787	28.90	41.77	22.06	25.33	43.79 9.640E+03
9.	.789	31.73	32.74	13.48	27.33	43.10 6.660E+03
10.	.792	32.44	31.43	12.27	28.00	43.18 6.292E+03



The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : H Inisial Barat Cu = 3.5m

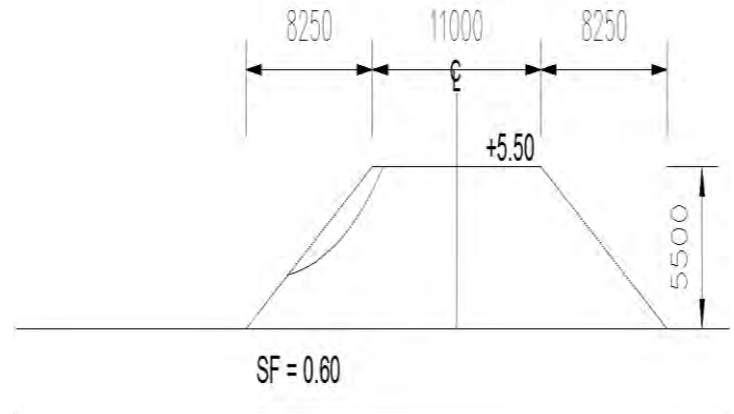
	FOS	Circle Center	Radius	Initial	Terminal	Resisting	
(BISHOP)	x-coord	y-coord	x-coord	x-coord	Moment		
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN-m)	
1.	.648	32.10	31.28	11.49	29.89	42.03	3.809E+03
2.	.655	31.90	35.23	15.37	29.78	43.80	6.057E+03
3.	.665	32.00	31.71	11.96	29.56	42.23	4.195E+03
4.	.669	31.52	33.30	13.54	29.00	42.58	4.893E+03
5.	.674	32.10	31.49	11.77	29.56	42.23	4.208E+03
6.	.684	31.89	29.68	9.95	29.56	40.92	2.927E+03
7.	.693	31.57	28.88	9.08	29.67	39.99	2.097E+03
8.	.696	32.08	31.63	11.97	29.22	42.36	4.550E+03
9.	.714	32.83	31.43	11.83	29.78	43.06	5.081E+03
10.	.724	32.28	30.67	11.13	29.11	42.14	4.380E+03



The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : H Inisial Barat Cu = 3.5m

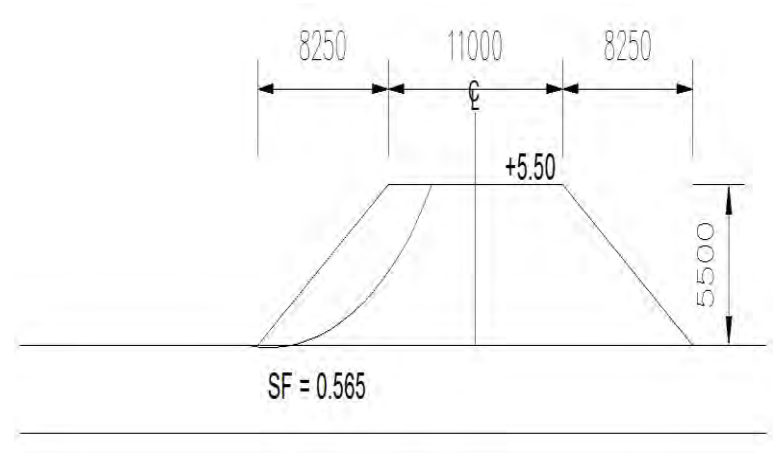
FOS	Circle Center	Radius	Initial	Terminal	Resisting
(BISHOP)	x-coord	y-coord	x-coord	x-coord	Moment
	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN-m)
1.	.600	31.29	29.50	9.59	30.00 1.848E+03
2.	.624	31.02	29.89	10.00	29.56 40.00 1.990E+03
3.	.678	31.05	29.50	9.66	29.33 39.84 2.005E+03
4.	.682	31.21	28.90	9.03	29.67 39.57 1.717E+03
5.	.710	31.63	28.48	8.68	29.78 39.79 1.926E+03
6.	.710	31.33	28.17	8.27	30.00 39.16 1.360E+03
7.	.712	31.74	28.19	8.37	30.00 39.67 1.784E+03
8.	.712	31.05	29.40	9.59	29.11 39.81 2.097E+03
9.	.714	30.87	29.53	9.72	29.00 39.71 2.029E+03
10.	.716	31.05	28.42	8.52	29.78 39.05 1.307E+03



The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : H Inisial Barat Cu = 3.5m

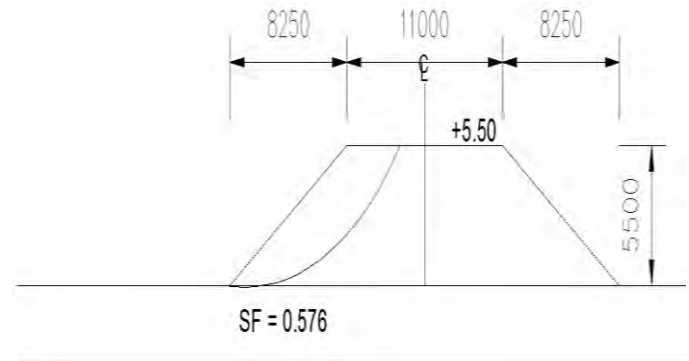
	FOS	Circle Center	Radius	Initial	Terminal	Resisting	
		(BISHOP)	x-coord	y-coord	x-coord	x-coord	Moment
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN-m)
1.	.565	30.78	32.09	12.16	29.44	41.00	2.754E+03
2.	.599	31.28	31.11	11.22	29.67	41.00	2.780E+03
3.	.619	31.24	29.36	9.45	29.89	39.87	1.803E+03
4.	.633	31.02	29.72	9.83	29.56	39.90	1.922E+03
5.	.635	31.24	28.86	8.95	30.00	39.53	1.546E+03
6.	.638	31.24	30.73	10.90	29.33	40.81	2.795E+03
7.	.656	31.50	28.99	9.14	29.89	39.94	1.932E+03
8.	.656	31.68	29.48	9.67	29.78	40.49	2.421E+03
9.	.664	31.07	30.71	10.91	29.00	40.65	2.809E+03
10.	.667	31.26	30.57	10.78	29.11	40.77	2.896E+03



The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : H Inisial Barat Cu = 3.5m

FOS	Circle Center	Radius	Initial	Terminal	Resisting	
(BISHOP)	x-coord	y-coord	x-coord	x-coord	Moment	
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN-m)	
1.	.576	31.02	33.52	13.60	29.56	42.00 3.748E+03
2.	.590	31.49	30.55	10.65	30.00	40.87 2.551E+03
3.	.602	31.28	30.92	11.04	29.67	40.90 2.698E+03
4.	.608	31.46	32.56	12.69	29.67	42.00 3.788E+03
5.	.620	30.74	31.04	11.16	29.11	40.43 2.459E+03
6.	.625	31.69	30.24	10.40	29.89	40.94 2.720E+03
7.	.629	31.06	29.85	9.97	29.56	40.02 2.020E+03
8.	.644	31.89	30.72	10.93	29.78	41.49 3.305E+03
9.	.646	31.20	30.00	10.15	29.44	40.30 2.319E+03
10.	.656	31.30	32.03	12.24	29.00	41.65 3.805E+03

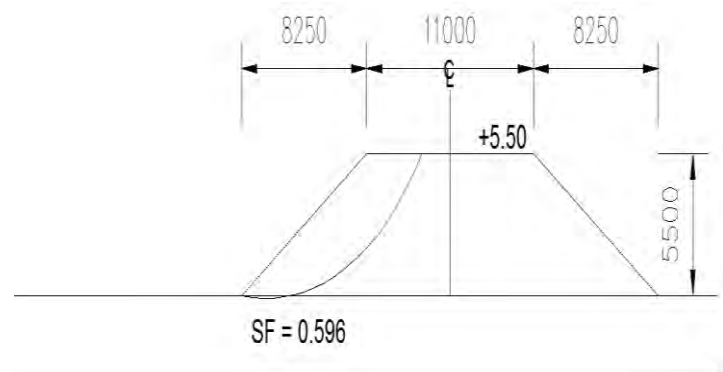




The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : H Inisial Barat Cu = 3.5m

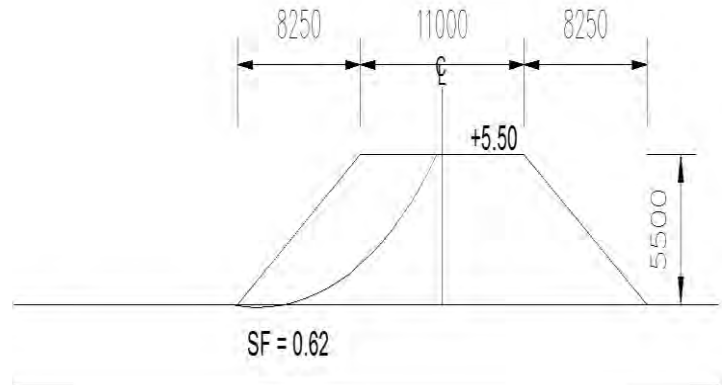
FOS	Circle Center	Radius	Initial	Terminal	Resisting	
(BISHOP)	x-coord	y-coord	x-coord	x-coord	Moment	
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN-m)	
1.	.596	31.66	31.99	12.10	30.00	41.87 3.496E+03
2.	.605	31.23	31.21	11.34	29.56	41.02 2.852E+03
3.	.608	31.47	32.37	12.50	29.67	41.90 3.690E+03
4.	.616	30.95	32.42	12.56	29.11	41.43 3.423E+03
5.	.627	31.98	31.43	11.60	30.00	41.95 3.637E+03
6.	.628	31.49	31.17	11.33	29.56	41.30 3.164E+03
7.	.629	31.74	33.93	14.07	29.78	43.00 4.939E+03
8.	.631	31.79	30.34	10.52	29.89	41.13 2.899E+03
9.	.638	31.13	31.62	11.79	29.11	41.21 3.258E+03
10.	.651	31.20	31.81	12.02	29.00	41.42 3.546E+03



The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : H Inisial Barat Cu = 3.5m

FOS	Circle Center	Radius	Initial	Terminal	Resisting	
(BISHOP)	x-coord	y-coord	x-coord	x-coord	Moment	
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN-m)	
1.	.620	31.42	35.45	15.55	29.67	43.36 5.463E+03
2.	.636	31.78	32.40	12.58	29.67	42.30 4.173E+03
3.	.637	32.09	31.51	11.70	30.00	42.13 3.840E+03
4.	.647	31.35	33.03	13.22	29.11	42.21 4.359E+03
5.	.660	32.02	35.37	15.52	29.89	44.00 6.284E+03
6.	.662	31.43	33.21	13.43	29.00	42.42 4.691E+03
7.	.680	32.53	33.11	13.35	30.00	43.50 5.501E+03
8.	.680	31.99	32.20	12.48	29.33	42.52 4.661E+03
9.	.697	31.78	34.88	15.13	29.00	43.66 6.396E+03
10.	.700	32.46	32.31	12.65	29.56	43.11 5.272E+03

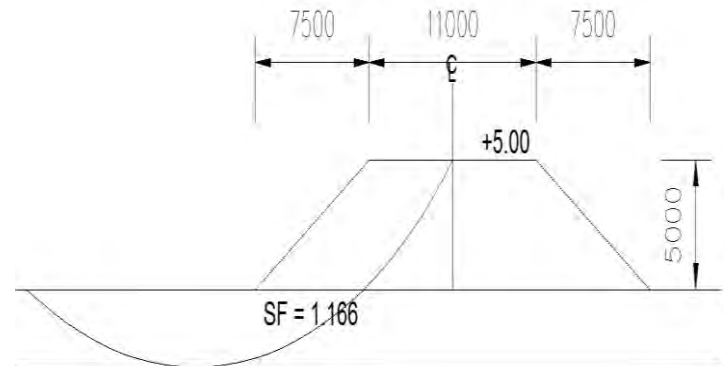


The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : H Sisi Timur Cu = 3 m

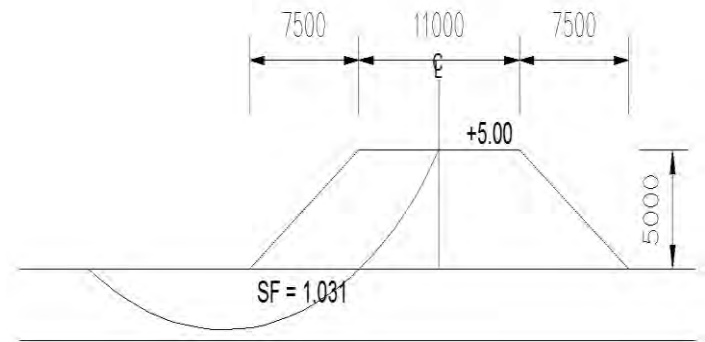
FOS	Circle Center	Radius	Initial Terminal	Resisting			
(BISHOP)	x-coord	y-coord	x-coord	x-coord	Moment		
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN-m)	
1.	1.166	26.06	33.94	21.94	15.00	43.00	1.839E+04
2.	1.194	26.10	33.70	21.75	15.00	42.98	1.878E+04
3.	1.209	25.81	34.36	22.39	14.56	42.99	1.937E+04
4.	1.219	25.48	34.26	22.04	14.78	42.28	1.708E+04
5.	1.222	25.07	38.09	25.47	14.33	43.00	1.988E+04
6.	1.230	25.34	35.26	23.27	13.89	42.91	1.995E+04
7.	1.259	24.62	38.48	26.00	13.44	42.91	2.083E+04
8.	1.262	24.21	43.79	30.29	14.78	42.97	2.035E+04
9.	1.266	25.24	33.31	21.20	14.56	41.73	1.601E+04
10.	1.267	24.44	40.70	27.46	14.78	42.47	1.850E+04

The following is a summary of the TEN most critical surfaces



Problem Description : H Sisi Timur Cu = 3 m

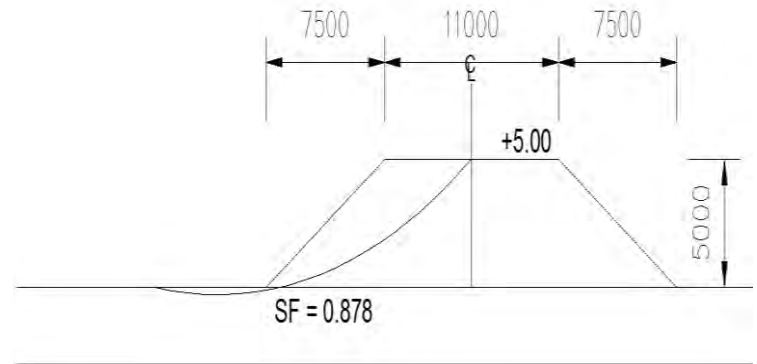
	FOS	Circle Center	Radius	Initial	Terminal	Resisting
(BISHOP)	x-coord	y-coord	x-coord	x-coord	Moment	
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN-m)
1.	1.031	28.27	30.55	18.10	19.00	42.98 1.362E+04
2.	1.031	28.24	30.74	18.25	19.00	43.00 1.367E+04
3.	1.042	28.26	29.65	17.51	18.67	42.87 1.365E+04
4.	1.053	27.86	31.31	18.89	18.33	42.99 1.439E+04
5.	1.086	25.50	43.50	29.23	19.00	42.88 1.512E+04
6.	1.086	26.65	36.11	22.57	18.67	42.45 1.362E+04
7.	1.090	27.21	32.40	20.01	17.33	42.90 1.538E+04
8.	1.107	27.28	30.27	17.70	18.33	41.69 1.186E+04
9.	1.111	26.12	39.40	25.72	18.00	43.00 1.599E+04
10.	1.122	25.73	41.25	27.37	18.00	42.97 1.619E+04



The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : H Sisi Timur Cu = 3 m

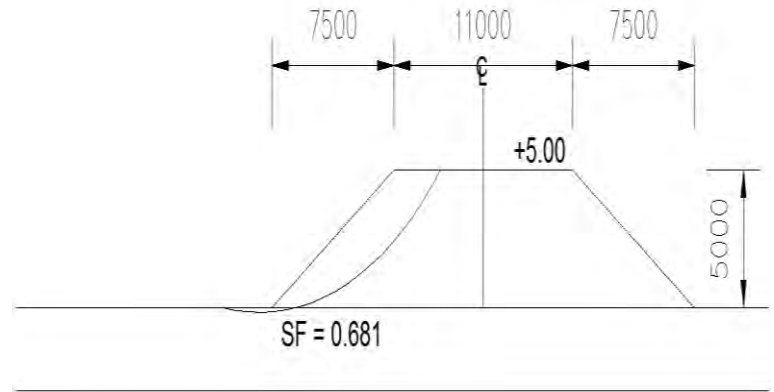
FOS	Circle Center	Radius	Initial Terminal	Resisting		
(BISHOP)	x-coord	y-coord	x-coord	x-coord	Moment	
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN-m)
1.	.878	26.97	41.48	26.78	23.00	42.96 1.095E+04
2.	.913	26.02	44.71	29.98	22.00	43.00 1.213E+04
3.	.919	30.47	27.62	14.67	23.00	43.00 9.783E+03
4.	.925	28.44	31.37	17.25	23.00	41.42 7.639E+03
5.	.925	30.65	26.58	13.88	23.00	42.87 9.513E+03
6.	.927	28.98	31.56	17.72	22.67	42.42 9.525E+03
7.	.927	30.27	27.91	14.98	22.67	42.99 1.007E+04
8.	.935	27.72	35.98	21.66	22.33	42.34 1.004E+04
9.	.937	28.69	33.93	19.97	22.33	43.00 1.108E+04
10.	.937	28.35	35.24	21.11	22.33	42.96 1.118E+04



The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : H Sisi Timur Cu = 3 m

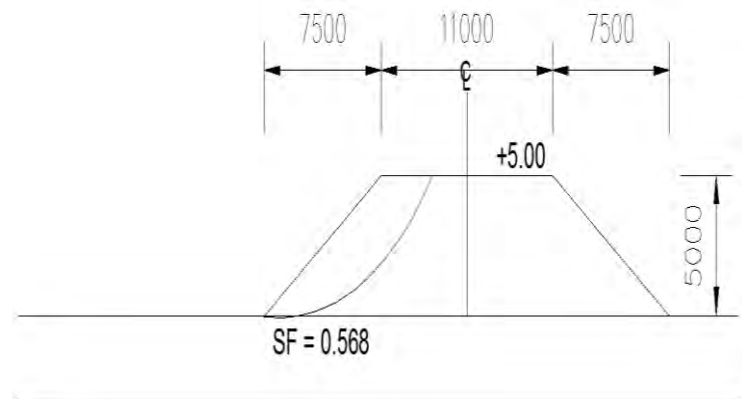
FOS	Circle Center	Radius	Initial	Terminal	Resisting	
(BISHOP)	x-coord	y-coord	x-coord	x-coord	Moment	
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN-m)
1.	.681	29.26	29.29	14.47	27.00	40.35 3.542E+03
2.	.710	28.46	32.39	17.56	26.00	40.90 4.710E+03
3.	.723	28.35	38.42	23.53	26.00	43.00 8.150E+03
4.	.771	29.06	31.78	17.12	25.67	41.48 5.858E+03
5.	.776	29.70	31.41	16.82	26.00	42.06 6.511E+03
6.	.778	29.20	31.33	16.71	25.67	41.48 5.867E+03
7.	.781	30.32	30.25	15.76	26.33	42.29 6.579E+03
8.	.787	28.87	34.35	19.67	25.33	42.32 7.484E+03
9.	.795	30.57	30.79	16.35	26.33	42.85 7.438E+03
10.	.796	28.91	35.97	21.27	25.33	42.96 8.673E+03



The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : H Sisi Timur Cu = 3 m

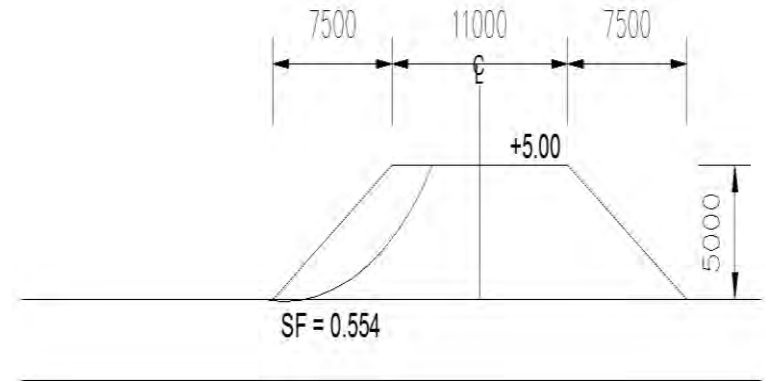
	FOS	Circle Center	Radius	Initial Terminal	Resisting	
(BISHOP)	x-coord	y-coord	x-coord	x-coord	Moment	
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN-m)
1.	.568	30.96	26.90	11.98	29.56	40.75 2.818E+03
2.	.655	31.40	28.01	13.21	29.11	41.91 4.340E+03
3.	.672	31.41	24.49	9.77	29.11	40.08 2.548E+03
4.	.686	30.66	29.13	14.37	28.00	41.76 4.783E+03
5.	.700	31.38	26.97	12.32	28.44	41.54 4.277E+03
6.	.705	32.67	25.80	11.19	29.78	42.23 4.350E+03
7.	.725	31.50	26.07	11.54	28.22	41.31 4.141E+03
8.	.729	32.75	26.66	12.09	29.56	42.83 5.174E+03
9.	.740	33.10	25.62	11.12	29.78	42.71 4.853E+03
10.	.742	30.95	24.34	9.73	28.22	39.66 2.565E+03



The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : H Sisi Timur Cu = 3 m

	FOS	Circle Center	Radius	Initial Terminal	Resisting	
(BISHOP)	x-coord	y-coord	x-coord	x-coord	Moment	
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN-m)
1.	.554	30.68	26.03	11.10	29.44	40.00 2.171E+03
2.	.586	31.16	25.10	10.21	29.67	40.00 2.183E+03
3.	.625	31.08	24.69	9.85	29.33	39.74 2.133E+03
4.	.641	31.07	22.94	8.03	29.89	38.54 1.162E+03
5.	.647	31.48	23.36	8.54	29.78	39.32 1.748E+03
6.	.652	30.89	24.63	9.81	29.00	39.54 2.100E+03
7.	.652	31.08	24.55	9.75	29.11	39.70 2.204E+03
8.	.653	30.85	23.31	8.41	29.56	38.58 1.252E+03
9.	.658	32.02	23.34	8.58	30.00	39.92 2.142E+03
10.	.662	31.32	23.68	8.88	29.44	39.40 1.902E+03

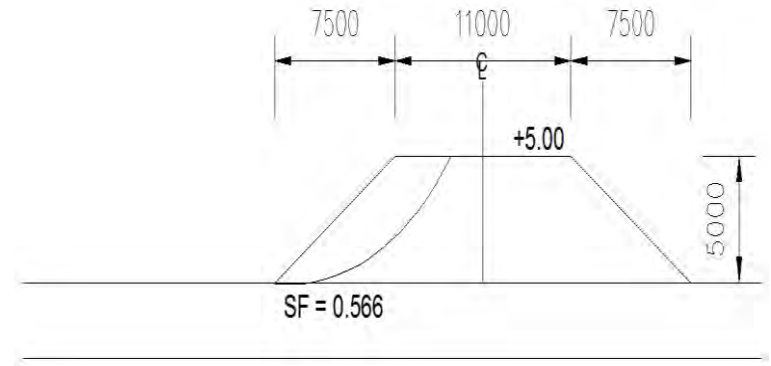




The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : H Sisi Timur Cu = 3 m

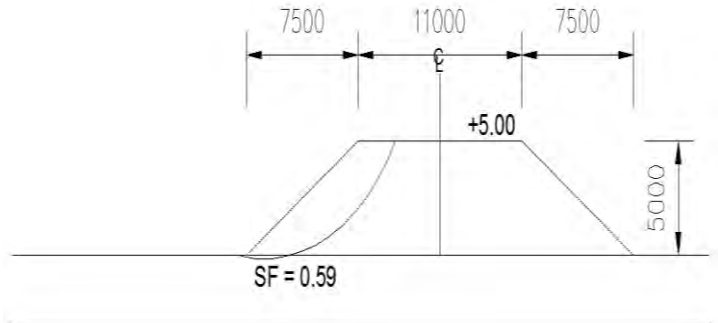
	FOS	Circle Center	Radius	Initial Terminal	Resisting	
(BISHOP)	x-coord	y-coord	x-coord	x-coord	Moment	
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN-m)
1.	.566	30.92	27.47	12.54	29.56	41.00 3.040E+03
2.	.575	31.37	24.53	9.62	30.00	39.86 1.971E+03
3.	.589	31.16	24.91	10.02	29.67	39.89 2.104E+03
4.	.595	31.34	26.56	11.68	29.67	41.00 3.059E+03
5.	.608	31.54	24.27	9.42	29.89	39.93 2.111E+03
6.	.609	30.62	25.03	10.14	29.11	39.42 1.899E+03
7.	.617	30.93	23.86	8.96	29.56	39.02 1.522E+03
8.	.628	31.73	24.79	9.98	29.78	40.48 2.614E+03
9.	.631	31.05	24.03	9.17	29.44	39.29 1.767E+03
10.	.641	31.14	26.09	11.30	29.00	40.65 3.051E+03



The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : H Sisi Timur Cu = 3 m

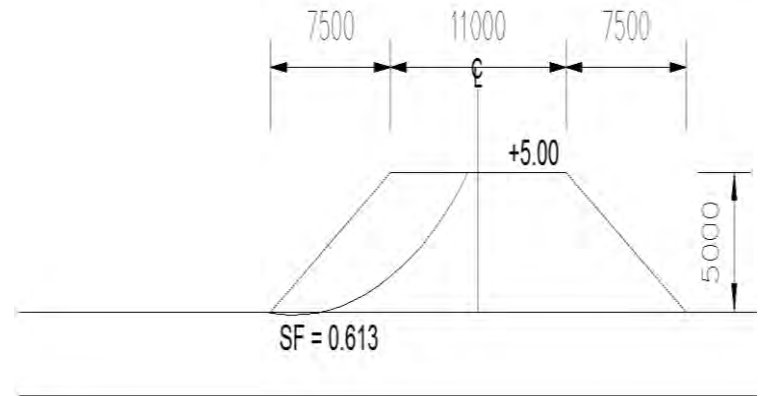
	FOS	Circle Center	Radius	Initial Terminal	Resisting	
(BISHOP)	x-coord	y-coord	x-coord	x-coord	Moment	
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN-m)
1.	.590	31.20	25.06	10.18	29.67	40.02 2.207E+03
2.	.596	31.34	26.36	11.48	29.67	40.90 2.963E+03
3.	.603	30.82	26.42	11.55	29.11	40.42 2.734E+03
4.	.612	31.34	25.20	10.36	29.56	40.29 2.500E+03
5.	.613	31.83	25.46	10.62	30.00	40.93 2.905E+03
6.	.616	31.64	24.39	9.55	29.89	40.12 2.272E+03
7.	.621	31.62	27.95	13.08	29.78	42.00 4.082E+03
8.	.623	30.98	25.66	10.82	29.11	40.21 2.580E+03
9.	.640	31.95	23.80	9.02	30.00	40.12 2.271E+03
10.	.640	31.79	25.08	10.30	29.67	40.75 2.895E+03



The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : H Sisi Timur Cu = 3 m

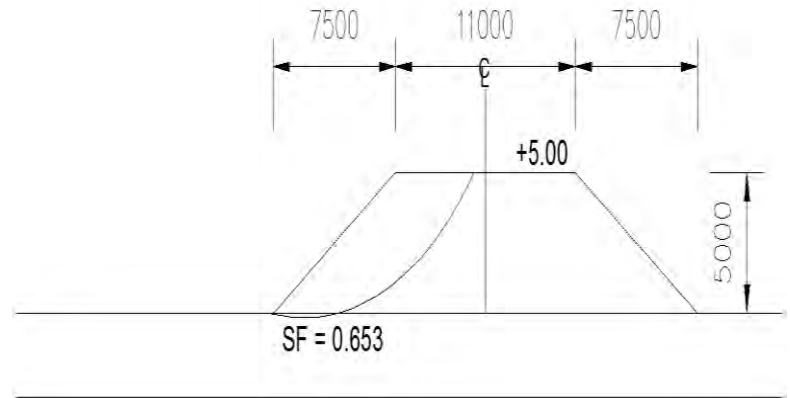
	FOS	Circle Center	Radius	Initial Terminal	Resisting	
(BISHOP)	x-coord	y-coord	x-coord	x-coord	Moment	
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN-m)
1.	.613	31.41	29.22	14.32	29.78	42.36 4.498E+03
2.	.625	31.64	26.44	11.61	29.67	41.29 3.389E+03
3.	.634	31.20	27.08	12.26	29.11	41.21 3.546E+03
4.	.639	32.00	27.47	12.63	30.00	42.18 4.197E+03
5.	.650	31.27	27.28	12.49	29.00	41.42 3.839E+03
6.	.667	31.81	26.30	11.57	29.33	41.52 3.802E+03
7.	.674	31.93	28.55	13.76	29.56	42.70 5.091E+03
8.	.678	32.36	25.31	10.63	29.78	41.57 3.647E+03
9.	.689	32.27	26.44	11.76	29.56	42.11 4.336E+03
10.	.690	31.63	28.97	14.22	29.00	42.65 5.364E+03



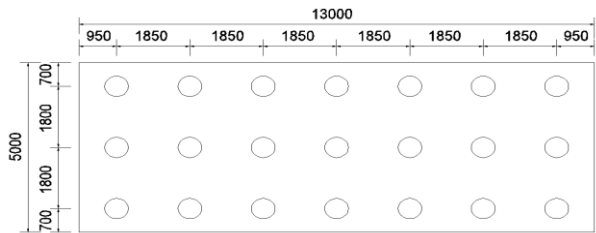
The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : H Sisi Timur Cu = 3 m

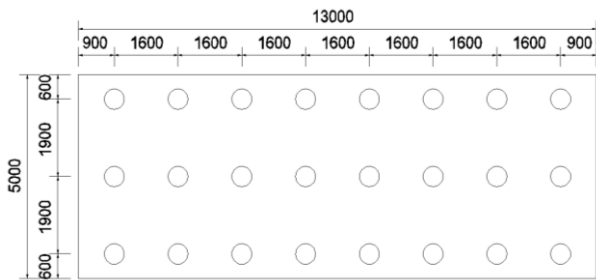
FOS	Circle Center	Radius	Initial Terminal	Resisting		
(BISHOP)	x-coord	y-coord	x-coord	x-coord	Moment	
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN-m)
1.	.653	31.86	27.92	13.10	29.67	4.508E+03
2.	.654	31.59	31.04	16.14	29.78	5.903E+03
3.	.661	31.43	28.59	13.78	29.11	4.715E+03
4.	.679	31.52	28.76	13.98	29.00	5.054E+03
5.	.695	32.08	27.65	12.95	29.33	4.964E+03
6.	.713	32.18	30.12	15.34	29.56	6.521E+03
7.	.721	32.55	27.76	13.10	29.56	5.572E+03
8.	.726	33.11	25.17	10.64	30.00	4.403E+03
9.	.727	32.28	26.96	12.40	29.00	5.141E+03
10.	.728	31.89	30.51	15.78	29.00	6.835E+03



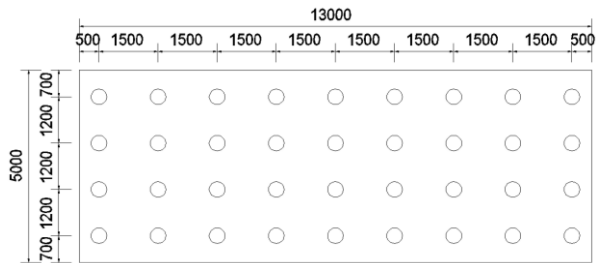
Hasil Perhitungan Jumlah Pondasi Tiang Pancang dengan Diameter bervariasi (*Abutment* Sisi Barat)



**Gambar D** Denah Pondasi Tiang Pancang Dia 60 cm



**Gambar E** Denah Pondasi Tiang Pancang Dia 50 cm



**Gambar F** Denah Pondasi Tiang Pancang Dia 40 cm

Desain Pondasi PileCap Abutment (Dia 60 cm)						
D (dia tiang)	=	0.60	m	E	=	287238.84 kg/cm <sup>2</sup>
T (tebal tiang)	=	0.10	m	I	=	510508.81 cm <sup>4</sup>
Class	=	C		L	=	26.00 m
M Crack	=	29.00	ton.m	Mutu beton	=	450.00 kg/cm <sup>2</sup>
Cu	=	1.92	ton/m <sup>2</sup>	Jarak tiang Y	=	1.80 m
q ijin	=	87.53	ton	q tarik	=	47.66 ton
ΣX <sup>2</sup>	=	45.36	m <sup>2</sup>	X <sub>max</sub>	=	1.8 m
ΣY <sup>2</sup>	=	287.49	m <sup>2</sup>	Y <sub>max</sub>	=	5.55 m
A	=	1571	cm <sup>2</sup>	Mutu beton (K450)	=	37.35 Mpa
grafik Fm (NAVFAC DM-7, 1971)			grafik f (NAVFAC DM-7, 1971)			
Fm	=	0.90				
Fs	=	0.93	f			
			0.096 kg/cm <sup>3</sup>			

Kombinasi	V ton	H ton	tiang pakai n	posisi	ΣM <sub>y</sub> ton.m	ΣM <sub>x</sub> ton.m
I (100 %)	827.88	141.07	21	3x7	397.42	174.41
II (125 %)	827.88	142.32	21	3x7	399.07	174.41
III (125 %)	827.88	151.76	21	3x7	440.72	174.41
IV (140 %)	827.88	153.02	21	3x7	442.36	174.41
V (150 %) x	525.88	38.36	21	3x7	186.66	0.00
V (150 %) y	525.88	24.58	21	3x7	106.75	47.57

P <sub>max</sub> ton	P <sub>max</sub> toleransi ton	Q ijin x Ce ton	q ijin>P max	Pmin ton	q tarik>P min	T cm
58.56	58.56	60.21	OK	20.29	OK	273.40
58.63	46.90	60.21	OK	20.22	OK	273.40
60.28	48.22	60.21	OK	18.57	OK	273.40
60.34	43.10	60.21	OK	18.50	OK	273.40
32.45	21.63	60.21	OK	17.63	OK	273.40
30.20	20.13	60.21	OK	19.89	OK	273.40

L / T	P = H/n ton	Mp ton.m	M crack toleransi ton.m	M crack > Mp	δ	δ < 2 cm	P/A < K/6 kg/cm <sup>4</sup>
9.51	6.72	16.53	29.00	OK	0.87	OK	OK
9.51	6.78	16.68	36.25	OK	0.88	OK	OK
9.51	7.23	17.78	36.25	OK	0.94	OK	OK
9.51	7.29	17.93	40.60	OK	0.94	OK	OK
9.51	1.83	4.49	43.50	OK	0.24	OK	OK
9.51	1.17	2.88	43.50	OK	0.15	OK	OK

KONTROL EFISIENSI TIANG Zona 1 (AS1 - AS 7)						
(rumusan Converse-Labare)						
$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{S}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$						
φtiang=					0.6	meter
Jarak antara tiang (S)=					1.8	meter
Jumlah baris tiang dalam group (m)=					3	buah
Jumlah kolom tiang dalam group (n)=					7	buah
φ/S=					0.33	
arctanφ/S=					18.43	
Ce					0.69	

Desain Pondasi PileCap Abutment (Dia 50 cm)

D (dia tiang)	=	0.50	m	E	=	287238.84	kg/cm <sup>2</sup>
T (tebal tiang)	=	0.09	m	I	=	255324.30	cm <sup>4</sup>
Class	=	C		L	=	27.00	m
M Crack	=	17.00	ton.m	Mutu beton	=	450.00	kg/cm <sup>2</sup>
Cu	=	1.92	ton/m <sup>2</sup>	Jarak tiang Y	=	1.90	m
q ijin	=	71.42	ton	q tarik	=	42.73	ton
ΣX <sup>2</sup>	=	57.76	m <sup>2</sup>	X <sub>max</sub>	=	1.9	m
ΣY <sup>2</sup>	=	322.56	m <sup>2</sup>	Y <sub>max</sub>	=	5.6	m
A	=	1159	cm <sup>2</sup>	Mutu beton (K450)	=	37.35	Mpa

grafik Fm (NAVFAC DM-7, 1971)

Fm	=	0.85
Fs	=	0.90

grafik f (NAVFAC DM-7, 1971)

f	=	0.096	kg/cm <sup>3</sup>
---	---	-------	--------------------

Kombinasi	V ton	H ton	tiang pakai n	posisi	ΣMy ton.m	ΣMx ton.m
I (100 %)	827.882	141.07	24	3x8	397.42	174.41
II (125 %)	827.882	142.32	24	3x8	399.07	174.41
III (125 %)	827.882	151.76	24	3x8	440.72	174.41
IV (140 %)	827.882	153.02	24	3x8	442.36	174.41
V (150 %) x	525.882	38.36	24	3x8	186.66	0.00
V (150 %) y	525.882	24.58	24	3x8	106.75	47.57

P <sub>max</sub> ton	P <sub>max</sub> toleransi ton	Q ijin x Ce ton	q ijin>P max	Pmin ton	q tarik>P min	T cm
50.60	50.60	53.38	OK	18.39	OK	238.02
50.65	40.52	53.38	OK	18.34	OK	238.02
52.02	41.62	53.38	OK	16.97	OK	238.02
52.07	37.20	53.38	OK	16.92	OK	238.02
28.05	18.70	53.38	OK	15.77	OK	238.02
26.25	17.50	53.38	OK	17.57	OK	238.02

L / T	P = H/n ton	Mp ton.m	M crack toleransi ton.m	M crack > Mp	δ	δ < 2 cm	P/A < K/6 kg/cm <sup>4</sup>
11.34	5.88	11.89	17.00	OK	0.97	OK	OK
11.34	5.93	12.00	21.25	OK	0.98	OK	OK
11.34	6.32	12.79	21.25	OK	1.05	OK	OK
11.34	6.38	12.90	23.80	OK	1.06	OK	OK
11.34	1.60	3.23	25.50	OK	0.26	OK	OK
11.34	1.02	2.07	25.50	OK	0.17	OK	OK

KONTROL EFISIENSI TIANG Zona 1 (AS1 - AS 7)

(rumusan Converse-Labare)

$$Ce = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{S}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

φtiang=

0.5 meter

Jarak antara tiang (S)=

1.9 meter

Jumlah baris tiang dalam group (m)=

3 buah

Jumlah kolom tiang dalam group (n)=

8 buah

φ/S=

0.26

arctanφ/S=

14.74

Ce

0.75

**Desain Pondasi PileCap Abutment (Dia 40 cm)**

D (dia tiang)	=	0.40	m	E	=	287238.84	kg/cm <sup>2</sup>
T (tebal tiang)	=	0.08	m	I	=	106488.95	cm <sup>4</sup>
Class	=	C		L	=	28.00	m
M Crack	=	9.00	ton.m	Mutu beton	=	450.00	kg/cm <sup>2</sup>
Cu	=	1.92	ton/m <sup>2</sup>	Jarak tiang Y	=	1.20	m
q ijin	=	55.81	ton	q tarik	=	36.66	ton
$\Sigma X^2$	=	64.8	m <sup>2</sup>	$X_{max}$	=	1.8	m
$\Sigma Y^2$	=	540	m <sup>2</sup>	$Y_{max}$	=	6	m
A	=	766	cm <sup>2</sup>	Mutu beton (K450)	=	37.35	Mpa

grafik Fm (NAVFAC DM-7, 1971)

Fm	=	0.80
Fs	=	0.85

grafik f (NAVFAC DM-7, 1971)

f	=	0.096	kg/cm <sup>3</sup>
---	---	-------	--------------------

Kombinasi	V ton	H ton	tiang pakai n	posisi	$\Sigma M_y$ ton.m	$\Sigma M_x$ ton.m
I (100 %)	827.882	141.07	36	4x9	397.42	174.41
II (125 %)	827.882	142.32	36	4x9	399.07	174.41
III (125 %)	827.882	151.76	36	4x9	440.72	174.41
IV (140 %)	827.882	153.02	36	4x9	442.36	174.41
V (150 %) x	525.882	38.36	36	4x9	186.66	0.00
V (150 %) y	525.882	24.58	36	4x9	106.75	47.57

P <sub>max</sub> ton	P <sub>max</sub> toleransi ton	Q ijin x Ce ton	q ijin>P max	Pmin ton	q tarik>P min	T cm
35.97	35.97	37.07	OK	10.02	OK	199.83
36.02	28.82	37.07	OK	9.97	OK	199.83
37.18	29.74	37.07	OK	8.82	OK	199.83
37.22	26.59	37.07	OK	8.77	OK	199.83
19.79	13.20	37.07	OK	9.42	OK	199.83
18.10	12.07	37.07	OK	11.11	OK	199.83

L / T	P = H/n ton	Mp ton.m	M crack toleransi ton.m	M crack > Mp	δ	δ < 2 cm	P/A < K/6 kg/cm <sup>4</sup>
14.01	3.92	6.26	9.00	OK	0.87	OK	OK
14.01	3.95	6.32	11.25	OK	0.88	OK	OK
14.01	4.22	6.74	11.25	OK	0.93	OK	OK
14.01	4.25	6.80	12.60	OK	0.94	OK	OK
14.01	1.07	1.70	13.50	OK	0.24	OK	OK
14.01	0.68	1.09	13.50	OK	0.15	OK	OK

**KONTROL EFISIENSI TIANG Zona 1 (AS1 - AS 7)**

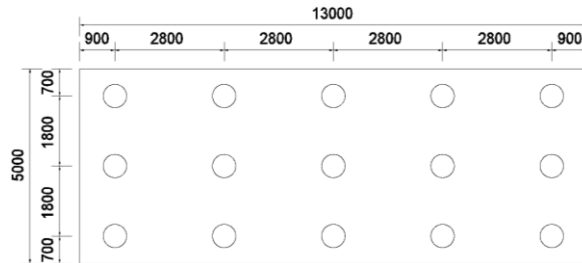
(rumusan Converse-Labare)

$$Ce = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{S}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

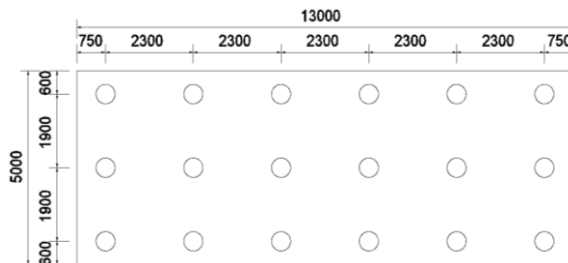
φ tiang=	0.4 meter
Jarak antara tiang (S)=	1.2 meter
Jumlah baris tiang dalam group (m)=	4 buah
Jumlah kolom tiang dalam group (n)=	9 buah
φ/S=	0.33
arctanφ/S=	18.43
Ce	0.66



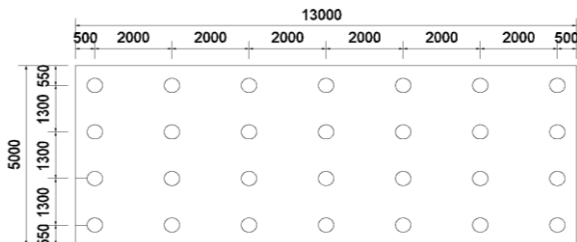
Hasil Perhitungan Jumlah Pondasi Tiang Pancang dengan Diameter bervariasi (*Abutment* Sisi Timur)



**Gambar D** Denah Pondasi Tiang Pancang Dia 60 cm



**Gambar E** Denah Pondasi Tiang Pancang Dia 50 cm



**Gambar F** Denah Pondasi Tiang Pancang Dia 40 cm

# Desain Pondasi PileCap Abutment (Dia 60 cm)

D (dia tiang)	=	0.60	m	E	=	287238.84	kg/cm <sup>2</sup>
T (tebal tiang)	=	0.10	m	I	=	510508.81	cm <sup>4</sup>
Class	=	C		L	=	20.00	m
M Crack	=	29.00	ton.m	Mutu beton	=	450.00	kg/cm <sup>2</sup>
Cu	=	1.43	ton/m <sup>2</sup>	Jarak tiang Y	=	1.80	m
q ijin	=	128.34	ton	q tarik	=	50.27	ton
ΣX <sup>2</sup>	=	32.4	m <sup>2</sup>	X <sub>max</sub>	=	1.8	m
ΣY <sup>2</sup>	=	235.2	m <sup>2</sup>	Y <sub>max</sub>	=	5.6	m
A	=	1571	cm <sup>2</sup>	Mutu beton (K450)	=	37.35	Mpa

grafik Fm (NAVFAC DM-7, 1971)

Fm	=	0.90
Fs	=	0.93

grafik f (NAVFAC DM-7, 1971)

f	=	0.160	kg/cm <sup>3</sup>
---	---	-------	--------------------

Kombinasi	V ton	H ton	tiang pakai n	posisi	ΣM <sub>y</sub> ton.m	ΣM <sub>x</sub> ton.m
I (100 %)	827.88	141.07	15	3x5	397.42	174.41
II (125 %)	827.88	142.32	15	3x5	399.07	174.41
III (125 %)	827.88	151.76	15	3x5	440.72	174.41
IV (140 %)	827.88	153.02	15	3x5	442.36	174.41
V (150 %) x	525.88	38.36	15	3x5	186.66	0.00
V (150 %) y	525.88	24.58	15	3x5	106.75	47.57

P <sub>max</sub> ton	P <sub>max</sub> toleransi ton	Q ijin x Ce ton	q ijin>P <sub>max</sub>	P <sub>min</sub> ton	q tarik>P <sub>min</sub>	T cm
81.42	81.42	89.78	OK	28.96	OK	246.85
81.52	65.21	89.78	OK	28.87	OK	246.85
83.83	67.06	89.78	OK	26.56	OK	246.85
83.92	59.94	89.78	OK	26.46	OK	246.85
45.43	30.29	89.78	OK	24.69	OK	246.85
42.12	28.08	89.78	OK	28.00	OK	246.85

L / T	P = H/n ton	Mp ton.m	M crack toleransi ton.m	M crack > Mp	δ	δ < 2 cm	P/A < K/6 kg/cm <sup>4</sup>
8.10	9.40	20.89	29.00	OK	0.90	OK	OK
8.10	9.49	21.08	36.25	OK	0.91	OK	OK
8.10	10.12	22.48	36.25	OK	0.97	OK	OK
8.10	10.20	22.66	40.60	OK	0.97	OK	OK
8.10	2.56	5.68	43.50	OK	0.24	OK	OK
8.10	1.64	3.64	43.50	OK	0.16	OK	OK

## KONTROL EFISIENSI TIANG Zona 1 (AS1 - AS 7)

(rumusan Converse-Labare)

$$Ce = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{S}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

φtiang=	0.6	meter
Jarak antara tiang (S)=	1.8	meter
Jumlah baris tiang dalam group (m)=	3	buah
Jumlah kolom tiang dalam group (n)=	5	buah
φ/S=	0.33	
arctanφ/S=	18.43	
Ce	0.70	

**Desain Pondasi PileCap Abutment (Dia 50 cm)**

D (dia tiang)	=	0.50	m	E	=	287238.84	kg/cm <sup>2</sup>
T (tebal tiang)	=	0.09	m	I	=	255324.30	cm <sup>4</sup>
Class	=	C		L	=	19.00	m
M Crack	=	17.00	ton.m	Mutu beton	=	450.00	kg/cm <sup>2</sup>
Cu	=	1.43	ton/m <sup>2</sup>	Jarak tiang Y	=	1.90	m
q ijin	=	91.88	ton	q tarik	=	39.93	ton
$\Sigma X^2$	=	43.32	m <sup>2</sup>	$X_{max}$	=	1.9	m
$\Sigma Y^2$	=	277.725	m <sup>2</sup>	$Y_{max}$	=	5.75	m
A	=	1159	cm <sup>2</sup>	Mutu beton (K450)	=	37.35	Mpa

grafik Fm (NAVFAC DM-7, 1971)

Fm	=	0.90
Fs	=	0.93

grafik f (NAVFAC DM-7, 1971)

f	=	0.160	kg/cm <sup>3</sup>
---	---	-------	--------------------

Kombinasi	V ton	H ton	tiang pakai n	posisi	$\Sigma M_y$ ton.m	$\Sigma M_x$ ton.m
I (100 %)	827.882	141.07	18	3x6	397.42	174.41
II (125 %)	827.882	142.32	18	3x6	399.07	174.41
III (125 %)	827.882	151.76	18	3x6	440.72	174.41
IV (140 %)	827.882	153.02	18	3x6	442.36	174.41
V (150 %) x	525.882	38.36	18	3x6	186.66	0.00
V (150 %) y	525.882	24.58	18	3x6	106.75	47.57

P <sub>max</sub> ton	P <sub>max</sub> toleransi ton	Q ijin x Ce ton	q ijin > P max	Pmin ton	q tarik > P min	T cm
67.04	67.04	68.68	OK	24.95	OK	214.90
67.11	53.69	68.68	OK	24.88	OK	214.90
68.93	55.15	68.68	OK	23.05	OK	214.90
69.01	49.29	68.68	OK	22.98	OK	214.90
37.40	24.94	68.68	OK	21.03	OK	214.90
34.88	23.26	68.68	OK	23.55	OK	214.90

L / T	P = H/n ton	Mp ton.m	M crack toleransi ton.m	M crack > Mp	$\delta$	$\delta < 2$ cm	P/A < K/6 kg/cm <sup>4</sup>
8.84	7.84	15.16	17.00	OK	0.99	OK	OK
8.84	7.91	15.29	21.25	OK	1.00	OK	OK
8.84	8.43	16.31	21.25	OK	1.06	OK	OK
8.84	8.50	16.44	23.80	OK	1.07	OK	OK
8.84	2.13	4.12	25.50	OK	0.27	OK	OK
8.84	1.37	2.64	25.50	OK	0.17	OK	OK

**KONTROL EFISIENSI TIANG Zona 1 (AS1 - AS 7)**

(rumusan Converse-Labare)

$$Ce = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{S}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

φ tiang=	0.5 meter
Jarak antara tiang (S)=	1.9 meter
Jumlah baris tiang dalam group (m)=	3 buah
Jumlah kolom tiang dalam group (n)=	8 buah
φ/S=	0.26
arctanφ/S=	14.74
Ce	0.75

# Desain Pondasi PileCap Abutment (Dia 40 cm)

D (dia tiang)	=	0.40	m	E	=	287238.84	kg/cm <sup>2</sup>
T (tebal tiang)	=	0.08	m	I	=	106488.95	cm <sup>4</sup>
Class	=	C		L	=	20.00	m
M Crack	=	9.00	ton.m	Mutu beton	=	450.00	kg/cm <sup>2</sup>
Cu	=	1.43	ton/m <sup>2</sup>	Jarak tiang Y	=	1.30	m
q ijin	=	68.40	ton	q tarik	=	33.52	ton
$\Sigma X^2$	=	59.15	m <sup>2</sup>	$X_{max}$	=	1.95	m
$\Sigma Y^2$	=	448	m <sup>2</sup>	$Y_{max}$	=	6	m
A	=	766	cm <sup>2</sup>	Mutu beton (K450)	=	37.35	Mpa

grafik Fm (NAVFAC DM-7, 1971)

Fm	=	0.90
Fs	=	0.93

grafik f (NAVFAC DM-7, 1971)

f	=	0.160	kg/cm <sup>3</sup>
---	---	-------	--------------------

Kombinasi	V ton	H ton	tiang pakai n	posisi	$\Sigma M_y$ ton.m	$\Sigma M_x$ ton.m
I (100 %)	827.882	141.07	28	4x7	397.42	174.41
II (125 %)	827.882	142.32	28	4x7	399.07	174.41
III (125 %)	827.882	151.76	28	4x7	440.72	174.41
IV (140 %)	827.882	153.02	28	4x7	442.36	174.41
V (150 %) x	525.882	38.36	28	4x7	186.66	0.00
V (150 %) y	525.882	24.58	28	4x9	106.75	47.57

P <sub>max</sub> ton	P <sub>max</sub> toleransi ton	Q ijin x Ce ton	q ijin>P max	Pmin ton	q tarik>P min	T cm
45.00	45.00	45.88	OK	14.13	OK	180.42
45.06	36.05	45.88	OK	14.08	OK	180.42
46.43	37.15	45.88	OK	12.70	OK	180.42
46.49	33.20	45.88	OK	12.65	OK	180.42
24.94	16.62	45.88	OK	12.63	OK	180.42
22.94	15.29	45.88	OK	14.63	OK	180.42

L / T	P = H/n ton	Mp ton.m	M crack toleransi ton.m	M crack > Mp	δ	δ < 2 cm	P/A < K/6 kg/cm <sup>4</sup>
11.09	5.04	8.18	9.00	OK	0.90	OK	OK
11.09	5.08	8.25	11.25	OK	0.91	OK	OK
11.09	5.42	8.80	11.25	OK	0.97	OK	OK
11.09	5.47	8.87	12.60	OK	0.98	OK	OK
11.09	1.37	2.22	13.50	OK	0.24	OK	OK
11.09	0.88	1.43	13.50	OK	0.16	OK	OK

## KONTROL EFISIENSI TIANG Zona 1 (AS1 - AS 7)

(rumusan Converse-Labare)

$$Ce = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{S}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

φ tiang=	0.4 meter
Jarak antara tiang (S)=	1.2 meter
Jumlah baris tiang dalam group (m)=	4 buah
Jumlah kolom tiang dalam group (n)=	7 buah
φ/S=	0.33
arctanφ/S=	18.43
Ce	0.67

# **LAMPIRAN I**

**A. DATA TANAH (DRILING LOG  
& TES LAB SISI BARAT & SISI  
TIMUR)**

**B. SPESIFIKASI MATERIAL (PVD,  
GEOTEXTILE, TIANG  
PANCANG**

## **LAMPIRAN II**

**A. BEBAN PERMISALAN**

**B. WAKTU KONSOLIDASI**

**C. PERHITUNGAN POLA DAN  
JARAK PVD**

**D. PENINGKATAN NILAI  $C_u$**

**E. OUTPUT XSTABL**

**F. PERHITUNGAN DAYA  
DUKUNG TIANG PANCANG  
BERDASARKAN NILAI SPT**

**G. PERHITUNGAN JUMLAH  
PONDASI TIANG PANCANG**

## **LAMPIRAN III**

**A. GAMBAR PEMASANGAN  
POLA PVD**

**B. GAMBAR PEMASANGAN  
GEOTEXTILE**

**C. GAMBAR PEMASANGAN  
MICROPILE**

**D. GAMBAR PENULANGAN PILE  
CAP**

**E. GAMBAR PENULANGAN  
ABUTMENT**

**F. GAMBAR PENULANGAN  
WINGWALL**





## BIODATA PENULIS

### **Hafidh Baequnie**



Lahir di Bandung, Jawa Barat pada tanggal 14 Januari 1992, merupakan anak ke 3 dari 5 bersaudara.

Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN MARGAHAYU RAYA Bandung, SMPN PLUS AL-GHIFARI Bandung, dan SMAN PLUS AL-GHIFARI Bandung. Kemudian penulis melanjutkan studinya di D3 Teknik Sipil Politeknik Negeri Bandung (POLBAN) dan lulus pada tahun 2012. Setelah lulus dari POLBAN, pada September 2012, penulis diterima bekerja di perusahaan PT. Multi Prima Universal sebagai General Service. Selanjutnya pada tahun 2013 penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Jurusan Teknik Sipil (FTSP-ITS) Surabaya melalui Program Lintas Jalur dan terdaftar dengan NRP. 3113105018.

Di Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya, penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Geoteknik. Bagi pembaca yang ingin berdiskusi, memberikan kritik dan saran dapat berkorespondensi melalui email [baequnie@gmail.com](mailto:baequnie@gmail.com)